



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

Titulación :

INGENIERO TÉCNICO INDUSTRIAL MECÁNICO
INTENSIFICACIÓN EN DISEÑO INDUSTRIAL

Título del proyecto:

CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A
LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO

DOCUMENTO 1: MEMORIA Y BIBLIOGRAFÍA

Javier Peralta Mateo

José Ignacio Latorre Biel

Tudela, 15 de Julio de 2010

ÍNDICE:

1. MEMORIA DESCRIPTIVA	3-23
1.1 Agentes y objeto del proyecto.....	3
1.2 Información Previa.....	3-7
1.2.1 Antecedentes y condicionantes de partida.....	3
1.2.2 Emplazamiento.....	4
1.2.3 Entorno físico.....	4
1.2.4 Normativa Urbanística.....	4
1.2.5 Estado actual y obras propuestas.....	7
1.3 Descripción del proyecto.....	7-16
1.3.1 Datos generales.....	7
1.3.2 Cumplimiento CTE y otras normativas.....	8
1.3.3 Análisis de soluciones.....	12-16
1.3.3.1 Acciones.....	12
1.3.3.2 Elemento de cerramiento cubierta.....	12
1.3.3.3 Elemento soporte cubierta.....	13
1.3.3.4 Elemento cerramiento lateral.....	13
1.3.3.5 Puente grúa.....	13
1.3.3.6 Pórtico.....	14
1.3.3.7 Arriostramientos.....	14
1.3.3.8 Uniones.....	15
1.3.3.9 Cimentaciones.....	15
1.3.3.10 Pavimentación.....	15
1.3.3.11 Dimensionado red de evacuación aguas pluviales.....	16
1.3.4 Resultados finales.....	16-21
1.3.4.1 Acciones.....	16
1.3.4.2 Elementos de cerramientos.....	16
1.3.4.3 Puente grúa.....	17
1.3.4.4 Pórtico.....	17
1.3.4.5 Uniones.....	20
1.3.4.6 Cimentaciones.....	21
1.3.5 Planificación.....	21
1.4 Prestaciones del edificio.....	23
2. EQUIPOS NECESARIOS.....	24
3. BIBLIOGRAFÍA	25

1.- MEMORIA DESCRIPTIVA

1.1.- AGENTES Y OBJETO DEL PROYECTO

Objeto:	El objeto del presente proyecto es definir, cuantificar, presupuestar y representar gráficamente las obras e instalaciones a realizar para llevar a cabo la construcción de una nave industrial para desarrollar la actividad de LOGÍSTICA y presentar este documento ante los Organismos e Instituciones que se estime oportuno.
----------------	---

Promotor:	Representante legal:
------------------	----------------------

Ingeniero:	Javier Peralta Mateo, Colegiado nº ¿??, Colegio Oficial de Ingenieros Técnicos Industriales de Navarra Tfno: 948-000000 Fax: 900000000 Mov: 600000000 e-mail: javierper@??es
-------------------	--

Director de obra:	Javier Peralta Mateo
--------------------------	----------------------

Director de la ejecución de la obra:	Javier Peralta Mateo
---	----------------------

Otros técnicos Intervinientes	Instalaciones:	
	Estructuras:	
	Telecomunicaciones:	
	Otros:	

Otros agentes:	Constructor:	Por contratar
	Entidad de Control de Calidad:	Por contratar
	Estudio geotécnico:	El tipo de obras proyectado requiere realizar un estudio geotécnico. Se adjunta en el proyecto.
	Otros:	

1.2.- INFORMACION PREVIA

1.2.1. Antecedentes y condicionantes de partida:

Se realiza la redacción del proyecto de "CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO". El diseño del proyecto viene condicionado principalmente por las necesidades de espacio y operaciones a realizar para el desarrollo de la actividad. La nave se construirá sobre la parcela 1259 de la manzana B. La parcela tiene una superficie de 6000 m2, de los cuales ya se encuentran ejecutadas las cesiones para viales y aparcamientos, resultando una parcela edificable neta de 4800 m2, que se encuentra perfectamente delimitada por los viales y Acerados del Polígono Industrial. Sobre esta parcela se va a ejecutar la nave

proyectada de 1500 m2 de superficie.

1.2.2. Emplazamiento: Parcela 1259 de la Manzana B del Sector Industrial I-3 de Corella (Navarra).

1.2.3. Entorno físico: Se trata de una parcela rectangular con fachada principal orientada al Oeste y vial del Polígono, la fachada orientada al Sur y vial del Polígono, la fachada Norte linda con la parcela rotacional donde se encuentra ubicado un transformador de Iberdrola, y la fachada Este formará medianera con posibles futuras construcciones de naves industriales. Dicha parcela se encuentra ubicada en la Parcela 1259, Manzana B del Polígono Industrial de Corella.
(ver plano de la situación y emplazamiento)

1.2.4. Normativa urbanística: Es de aplicación el Plan Municipal de Corella, en especial los artículos 102-103-104 de la sección 3ª del A.P.A. nº 2 "I-3", para la Manzana B.

Marco Normativo:	Obl	Rec
Ley 6/1998, de 13 de Abril, sobre Régimen del Suelo y Valoraciones.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Ley 38/1999, de 5 de Noviembre, de Ordenación de la Edificación.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Ley Foral 35/2002, de 20 de Diciembre, de Ordenación del Territorio y Urbanismo	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Ley Foral 4/2005 de 22 de Marzo, de Protección Ambiental Actividades Clasificadas	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Normativa Sectorial de aplicación en los trabajos de edificación.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Código Técnico de la Edificación.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

(Tiene carácter supletorio la Ley sobre el Régimen del Suelo y Ordenación Urbana, aprobado por Real Decreto 1.346/1976, de 9 de Abril, y sus reglamentos de desarrollo: Disciplina Urbanística, Planeamiento y Gestión).

- **Planeamiento de aplicación:**

Normas Urbanísticas Regionales para protección y uso del Territorio	
Instrumentos de ordenación general de recursos naturales y del territorio	No es de aplicación
Instrumentos de ordenación de los Espacios Naturales Protegidos	No es de aplicación
Instrumentos de Ordenación Territorial	No es de aplicación
Ordenación urbanística	Plan General Municipal de Ordenación vigente
Categorización, Clasificación y Régimen del Suelo	
Clasificación del Suelo	Urbano
Categoría	Polígono Industrial
Normativa Básica y Sectorial de aplicación	
Ley Foral 4/2005 de 22 de Marzo, de Protección Ambiental Actividades Clasificadas	Actividad Clasificada

- **Adecuación a la Normativa Urbanística:**

Ordenanza zonal	planeamiento			proyecto	
	Referencia a	Parámetro / Valor		Parámetro / Valor	
MANZANA B SECTOR I-3	Normativa Urbanística Ayuntamiento de Corella				
Ámbito de aplicación	Ámbito territorial comprendido dentro de los límites del Area con Plan Aprobado número 2 "I-3" de Plan Municipal de Corella.	Planos Parcela 1259 Manzana B		Planos Parcela 1259 Manzana B	
Obras y actividades admisibles	Artículo 103 Condiciones particulares de la manzana B	Edificación industrial		Nueva construcción de nave industrial.	

- **Parámetros tipológicos: Condiciones de las parcelas para las obras de reforma**

	planeamiento		proyecto
	Referencia a	Parámetro / Valor	Parámetro / Valor
Superficie de parcela	Escritura de propiedad	6000 m ²	
Lindero frontal de la parcela		Alineación del planeamiento	Definida por acera existente
Posición de la edificación en parcela		Ubicación del planeamiento	Ubicada como las colindantes
Línea edificación y patios		Trazado del planeamiento	Igual que colindantes. Definidas por acera existente.
Chaflán	No procede	No procede	No procede

- **Parámetros de uso:**

	planeamiento	proyecto
Referencia	Parámetro / Valor	Parámetro / Valor
Compatibilidad y localización de los usos	Uso característico: Industrial	Industrial

- **Parámetros volumétricos: Condiciones de ocupación y edificabilidad**

	planeamiento	proyecto
Referencia	Parámetro / Valor	Parámetro / Valor
Ocupación	Art.103	1500 m ²
Coeficiente de Edificabilidad	Art.103	1500 m ²
Volumen Computable		No es de aplicación
Sup. total Computable		No es de aplicación
Condiciones de altura	Art.103	PB Entreplantas no acusadas en fachada
Altura máxima de edificación	Art.103	Altura máxima edificación: 12 m. H = 10 m <u>Hay que tener en cuenta que hay un puente grúa que nos ocupa buena parte de ella.</u>
Pendiente máxima de cubierta		15%
Retranqueos vías / linderos		Definido por la propia urbanización
Fondo Máximo		Definido por la propia urbanización
Retranqueos de Aticos		No es de aplicación

- **Parámetros de composición: Condiciones de composición y forma**

planeamiento		proyecto
Referencia	Parámetro / Valor	Parámetro / Valor
Composición color y forma	Art. 93	Homogéneo en manzana
		Cumple
Entrantes y elementos volados	Art. 93	No se permiten
		Cumple

1.2.5. Estado actual y obras propuestas

Tal y como se refleja en el plano adjunto, la parcela se encuentra urbanizada en su totalidad y el “hueco” constructivo está delimitado por las aceras de los viales y por el bordillo que delimita la parcela dotacional colindante.

Toda la parcela que constituye la manzana B se encuentra perfectamente delimitada por la urbanización existente.

La parcela 1259 de la manzana B tiene una superficie de 6000 m² de los cuales 4800 m² son edificables. La construcción proyectada ocupa 1500 m².

La parcela está dotada de acceso rodado, aceras e iluminación así como de los servicios de abastecimiento, telefonía, electricidad y saneamiento separativo y dispone de los aparcamientos exigidos por la normativa urbanística, ya ejecutados.

Como obras propuestas tenemos:

- ❑ Nueva construcción de la nave proyectada

1.3.- DESCRIPCION DEL PROYECTO

1.3.1.- Datos generales

Descripción general del edificio:

Se trata de una nave de planta rectangular de dimensiones en planta 50 x 30 m y 10 m. de altura libre interior, con tres de sus fachadas (N, S y O) a los viales del Polígono y la E formando medianera con las futuras naves y la parcela colindante. Está construida a base de estructura de acero y paneles tanto para los cerramientos laterales como para los superiores para que transfieran una menor cantidad de calor. Además de cerramientos laterales del tipo muro cristal para el componente estético exterior de la nave.

Programa de necesidades:

El programa de necesidades que se recibe se refiere a la construcción de una nave de 1500 m² en planta.

Uso característico del edificio:

El uso característico el edificio es el industrial.

Otros usos previstos: Industrial.

Relación con el entorno: La nave está perfectamente integrada en el entorno, con acabados, alineaciones y volumetrías acordes con la normativa urbanística reguladora de la zona industrial, en especial de la manzana B.

Otro aspecto a considerar es el **tipo de pórtico**:

Se ha pensado en el tipo más adecuado para el terreno que se ubicará la estructura de acero. La nave tiene una luz de 30m entre ejes de pilares, con esto hay dos alternativas constructivas; las cuales son: el pórtico rígido y el pórtico con celosía. Barajando las dos posibilidades, se ha optado por el **pórtico rígido**, ya que precisa menor cantidad de material y también por ser menos complejo a la hora de diseñar.

También se ha pensado en el transporte interior de mercancía. Como estamos hablando de mercancías de materiales pesados, la solución adoptada será diseñar el pórtico para una futura incorporación de un puente grúa de transporte de altos pesos que facilite el movimiento de los materiales de una lado de la nave a otro por ejemplo.

1.3.2.- Cumplimiento del CTE y normativas específicas

Cumplimiento del CTE: Descripción de las prestaciones del edificio por requisitos básicos y en relación con las exigencias básicas del CTE:

Son requisitos básicos, conforme a la Ley de Ordenación de la Edificación, los relativos a la funcionalidad, seguridad y habitabilidad. Se establecen estos requisitos con el fin de garantizar la seguridad de las personas, el bienestar de la sociedad y la protección del medio ambiente, debiendo los edificios proyectarse, construirse, mantenerse y conservarse de tal forma que se satisfagan estos requisitos básicos.

Requisitos básicos relativos a la funcionalidad:

- 1 Utilización, de tal forma que la disposición y las dimensiones de los espacios y la dotación de las instalaciones faciliten la adecuada realización de las funciones previstas en el edificio.

✚ El diseño de la distribución de la nave se ha basado principalmente en el funcionamiento de la actividad así como en sus necesidades de espacio para cada una de las funciones a desempeñar en la misma.


✚ La nave está dotada de todos los servicios básicos e instalaciones necesarias para el desarrollo de la actividad.

- 2 Accesibilidad, de tal forma que se permita a las personas con movilidad y comunicación reducidas el acceso y la circulación por el edificio en los términos previstos en su normativa específica.

✚ Al tratarse de un edificio industrial de uso propio, no es de aplicación la Ley Foral 4/1988, de 11 de julio, sobre barreras físicas y sensoriales, ni el reglamento que la desarrolla recogido en el Decreto Foral 154/1989, de 29 de junio.


- 3 Acceso a los servicios de telecomunicación, audiovisuales y de

- . información de acuerdo con lo establecido en su normativa específica.


 Se ha proyectado la nave de tal manera, que se garanticen los servicios de telecomunicación (conforme al D. Ley 1/1998, de 27 de Febrero sobre Infraestructuras Comunes de Telecomunicación y al R.D. 401/2003), así como de telefonía y audiovisuales.

Requisitos básicos relativos a la seguridad:


Seguridad estructural, de tal forma que no se produzcan en el edificio, o partes del mismo, daños que tengan su origen o afecten a la cimentación, los soportes, las vigas, los forjados, los muros de carga u otros elementos estructurales, y que comprometan directamente la resistencia mecánica y la estabilidad del edificio.

 Los aspectos básicos que se han tenido en cuenta a la hora de adoptar el sistema estructural para la edificación que nos ocupa son principalmente: resistencia mecánica y estabilidad, seguridad, durabilidad, economía, facilidad constructiva, modulación y posibilidades de mercado.

Seguridad en caso de incendio, de tal forma que los ocupantes puedan desalojar el edificio en condiciones seguras, se pueda limitar la extensión del incendio dentro del propio edificio y de los colindantes y se permita la actuación de los equipos de extinción y rescate.


 Se trata de un edificio industrial, el cual se ha diseñado y dotado de las instalaciones necesarias para dar cumplimiento del R.D. 2267/2004, por el que se aprueba el “Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales”, en todos los aspectos establecidos en el mismo.

Seguridad de utilización, de tal forma que el uso normal del edificio no suponga riesgo de accidente para las personas.

 La configuración de los espacios, los elementos fijos y móviles que se instalen en el edificio, se proyectarán de tal manera que puedan ser usados para los fines previstos dentro de las limitaciones de uso del edificio que se describen más adelante sin que suponga riesgo de accidentes para los usuarios del mismo.

Requisitos básicos relativos a la habitabilidad:

Higiene, salud y protección del medio ambiente, de tal forma que se alcancen condiciones aceptables de salubridad y estanqueidad en el ambiente interior del local y que éste no deteriore el medio ambiente en su entorno inmediato, garantizando una adecuada gestión de toda clase de residuos.

 La nave se ha proyectado de tal manera que puedan ser utilizado para uso industrial y cualquier actividad que se desarrolle en él,

requerirá un proyecto específico de acondicionamiento para la actividad concreta que en él se desarrolle.

- ✚ El conjunto de la edificación proyectada dispone de medios que impiden la presencia de agua o humedad inadecuada procedente de precipitaciones atmosféricas, del terreno o de condensaciones, y dispone de medios para impedir su penetración o, en su caso, permiten su evacuación sin producción de daños.
- ✚ El edificio dispone de espacios y medios para extraer los residuos ordinarios generados en él de forma acorde con el sistema público de recogida ó gestor autorizado.
- ✚ El edificio proyectado dispone de medios para que sus recintos se puedan ventilar adecuadamente, eliminando los contaminantes que se produzcan de forma habitual durante su uso normal, de forma que se aporte un caudal suficiente de aire exterior y se garantice la extracción y expulsión del aire viciado por los contaminantes.

Protección contra el ruido, de tal forma que el ruido percibido no ponga en peligro la salud de las personas y les permita realizar satisfactoriamente sus actividades.

- ✚ Todos los elementos constructivos verticales cuentan con el aislamiento acústico requerido para los usos previstos en las dependencias que delimitan.
- ✚ Todos los elementos constructivos horizontales cuentan con el aislamiento acústico requerido para los usos previstos en las dependencias que delimitan.

Ahorro de energía y aislamiento térmico, de tal forma que se consiga un uso racional de la energía necesaria para la adecuada utilización del edificio.

- ✚ El edificio proyectado se destina a uso industrial por lo que según el ámbito de aplicación del DB HE Ahorro de energía, queda exento de la aplicación de las siguientes secciones de este DB HE:
 - HE 1 Limitación de demanda energética
 - HE 3 Eficiencia energética de las instalaciones de iluminación
 - HE 5 Contribución fotovoltaica mínima de energía eléctrica
- ✚ La edificación proyectada dispondrá de instalaciones de iluminación adecuadas a las necesidades de sus usuarios y a la vez eficaces energéticamente disponiendo de un sistema de control que permita ajustar el encendido a la ocupación real de la zona, así como de un sistema de regulación que optimice el aprovechamiento de la luz natural, en las zonas que reúnan unas determinadas condiciones.
- ✚ El edificio de uso industrial, queda exento de la incorporación de un sistema de captación, almacenamiento y utilización de energía solar de baja temperatura, adecuada a la radiación solar global de su emplazamiento y a la demanda de agua caliente del edificio.

Cumplimiento de normativas básicas:

- Código Técnico de la Edificación DB-SE sobre seguridad estructural.
- Código Técnico de la Edificación DB SE-AE sobre acciones de la edificación.
- Código Técnico de la Edificación DB SE-C sobre cimientos.
- Código Técnico de la Edificación DB SE-A sobre acero.
- Código Técnico de la Edificación DB SE-F sobre fábricas.
- Código Técnico de la Edificación DB-SI sobre seguridad en caso de incendio.
- Código Técnico de la Edificación DB-SU sobre seguridad de utilización.
- Código Técnico de la Edificación DB-HS sobre salubridad.
- Plan de ordenación urbanística municipal de Corella.

Cumplimiento de otras normativas específicas:

Estatales: EHE'99

NCSE'02

TELECOMUNICACIONES

REBT

RITE

Otras:

Cumplimiento de la norma

Se cumple con las prescripciones de la Instrucción de hormigón estructural y se complementan sus determinaciones con los Documentos Básicos de Seguridad Estructural.
Se cumple con los parámetros exigidos por la Norma de construcción sismorresistente y que se justifican en la memoria de estructuras del proyecto de ejecución.
R.D. Ley 1/1998, de 27 de Febrero sobre Infraestructuras Comunes de Telecomunicación y R.D. 401/2003.
Real Decreto 842/ 2002 de 2 de agosto de 2002, Reglamento Electrotécnico de Baja Tensión
Reglamento de instalaciones térmicas en los edificios y sus instrucciones técnicas complementarias.R.D.1751/1998.

Autonómicas:

Habitabilidad
Accesibilidad

Normas de disciplina
urbanística:

Ordenanzas municipales:

Otras:

No procede
Al tratarse de un edificio industrial de uso propio, no es de aplicación la Ley Foral 4/1988, de 11 de julio, sobre barreas físicas y sensoriales, ni el reglamento que la desarrolla recogido en el Decreto Foral 154/1989, de 29 de junio.
Se cumple la Normativa Urbanística de la localidad.
Se cumple la Normativa Urbanística de la localidad.

1.3.3.- Análisis de soluciones

Descripción de la geometría del edificio:

Se trata de una nave de planta rectangular de dimensiones en planta de 50m x 30m x 10m de altura libre, con dos de sus fachadas (N y S) a los viales del Polígono y las otras dos (E-O) formando medianeras con futuras naves. Cuenta con una superficie en planta de 1500 m². La geometría del edificio, es la que se recoge en el conjunto de planos que describen el proyecto.

1.3.3.1.- Acciones.

Como es debido primeramente se han valorado todas las acciones que puedan afectar en todos los elementos de la estructura y sus correspondientes partes.

La determinación de las acciones se ha realizado mediante el seguimiento del Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación. En el documento se definen las acciones que actúan sobre los edificios de la siguiente forma:

- Acciones permanentes (G): Son aquellas que actúan en todo instante sobre el edificio con posición constante. Su magnitud puede ser constante (como el peso propio de los elementos constructivos o las acciones y empujes del terreno) o no (como las acciones reológicas o el pretensado), pero con variación despreciable o tendiendo monótonamente hasta un valor límite.
- Acciones variables (Q): Son aquellas que pueden actuar o no sobre el edificio, como las debidas al uso o las acciones climáticas.
- Acciones accidentales (A): Son aquellas cuya probabilidad de ocurrencia es pequeña pero de gran importancia, como sismo, incendio, impacto o explosión.

1.3.3.2.- Elemento de cerramiento cubierta.

Las acciones variables y accidentales no siempre afectan de la misma magnitud, en cambio las acciones permanentes sí. Las acciones variables valoradas en el estudio de los cerramientos son el viento, la nieve y la sobrecarga de montaje.

Para la elección del elemento de cerramiento de la cubierta se ha hecho la valoración de tres hipótesis de carga sin aplicar los coeficientes de seguridad.

- La primera de ellas es la hipótesis de sobrecarga, entendiendo que solo hay una acción variable, la sobrecarga de montaje.
- La segunda es la hipótesis de viento presión y nieve, entendiendo como viento presión aquel que afecta por encima de la cubierta.
- La tercera se ha hecho valorando la suma de nieve y viento succión, el cual lo entendemos como el que afecta por debajo de la cubierta.

Se ha visto que la peor hipótesis es la hipótesis de sobrecarga, por lo tanto nos basaremos en ella para la elección del cerramiento. Una vez sabida la distancia recomendada entre apoyos del panel nervado perfrisa se hace el estudio de los E.L.U y E.L.S.

1.3.3.3.- Elemento soporte cubierta.

Para el elemento soporte del panel se ha pensado en un elemento ligero de peso y de fácil colocación debido a su baja carga lineal causada por las acciones variables y las permanentes. Se ha estudiado como acción permanente el peso propio del panel sándwich y se ha ponderado un peso propio del elemento soporte; y como acciones variables el viento, nieve y sobrecarga de uso.

A causa de esto, se han valorado distintas hipótesis de combinaciones de acciones con sus respectivos coeficientes de seguridad citados en el apartado 4 del DB-SE. Se ha aplicado los correspondientes coeficientes parciales de seguridad a cada tipo de acción.

Así pues, hemos considerado por una parte las hipótesis para los E.L.U, referente a la resistencia del elemento con sus respectivos coeficientes parciales y, por otra parte, las hipótesis para los E.L.S, que hacen referencia a la estabilidad del elemento también con sus respectivos coeficientes.

Para el cálculo de resistencia hay que pensar primero el número de vanos que afectará a la longitud del elemento soporte. Una vez valorados los esfuerzos se ha comprobado los E.L.U. con distintas series de correas, distintas dimensiones y distintos números de elementos.

1.3.3.4.- Elemento cerramiento lateral.

En este caso las acciones tanto variables como las permanentes son distintas respecto a la cubierta. Las acciones variables y accidentales estudiadas son el viento presión y el viento succión.

Definimos viento presión como el que afecta a la superficie lateral exterior y el viento succión como el que afecta a la superficie lateral interior de la nave.

Para la elección del elemento de cerramiento lateral se ha valorado dos hipótesis de carga sin la aplicación de los coeficientes de seguridad, las cuales son la de viento succión y la de viento presión.

Se ha visto que la viento succión es la peor hipótesis.

Una vez sabida la distancia recomendada entre apoyos del panel Plus Perfrisa, se ha valorado los E.L.U y los E.L.S. y se ha hecho el estudio con varias series de perfiles de acero laminado, distintas medidas y varios números de elementos, buscando la combinación con menos total de material de soporte del cerramiento lateral.

1.3.3.5.- Puente grúa.

Se ha valorado los esfuerzos que afectan a la estructura de la nave respecto al puente grúa que se ha estimado que hubiera. Para hacer un cálculo más preciso y exacto se ha buscado un modelo exacto de puente grúa, para así obtener unos valores exactos de reacciones, es decir, de esfuerzos que padecerán los puntos donde se apoyará el puente grúa en la estructura. También se ha pensado en la capacidad portante más apropiada para un almacén, como se trata en este caso, que tendrá la actividad con elementos almacenados con unas grandes dimensiones.

El elemento por donde se desplaza longitudinalmente el puente grúa es una guía ligada por otro elemento al pilar de la estructura principal de la nave, es decir el pórtico. Se habrá de dimensionar esta guía que va unida a los dos lados de dicha estructura.

Siguiendo la línea del principio, se ha hecho una combinación de hipótesis carga para dicho elemento. Como carga permanente se ha estimado el peso propio del elemento y como cargas variables las reacciones en diferentes ejes.

El puente grúa no siempre tendrá la misma situación ni carga, por esto se han valorado unas hipótesis de distintas situaciones de las reacciones en dicha guía.

que tiene la sección con mayor carga. Una vez encontrado este punto, se ha comprobado la resistencia de la sección a flexión, a cortante y a la combinación de flexión y cortante. Basándose en los porcentajes de cumplimiento de dichas comprobaciones se ha buscado la serie y la dimensión de perfil de acero laminar de más óptimo peso total. Una vez seleccionado el perfil, se ha hecho la comprobación de E.L.S. basándose en la deformación máxima que puede afectar a la guía.

1.3.3.6.- Estructura principal: pórtico.

Inicialmente se ha agrupado todas las acciones que afectan a los diferentes elementos del pórtico anteriormente estudiadas.

Las acciones sobre el dintel se dividen en dos: las permanentes y las variables.

Dentro de las permanentes se encuentra el peso propio de la cubierta, el peso del panel y el peso de las correas. Las variables son el viento, la nieve y la carga de montaje.

Las acciones sobre el pilar, las permanentes, son el peso propio del panel y el peso propio de las correas. Las variables sobre el pilar son el viento y las reacciones de apoyo de la guía.

Una vez conocidas todas las acciones se ha utilizado el programa Portal para tener una idea aproximada de las dimensiones del perfil que pueden ser posibles con las acciones entradas en dicho programa de cálculo de pórticos rígidos.

Después se procede al cálculo de las imperfecciones iniciales de los pilares, las desviaciones geométricas de fabricación y montaje se tienen en cuenta considerando una geometría distintas a la nominal debida a las imperfecciones (imperfecciones geométricas).

Se ha añadido una acción equivalente horizontal respecto a la base del pilar por las dichas imperfecciones.

Una vez hallados los perfiles más aproximados con el programa Portal se procede a entrar todas las acciones permanentes variables y sus pertinentes combinaciones de E.L.U y E.L.S , y las acciones equivalentes horizontales al programa Cestri, con el cuál se obtendrá la envolvente de valores de esfuerzos de los elementos del pórtico.

Por la elevada complejidad y las varias comprobaciones a realizar como la resistencia a tracción, a compresión, a flexión, la interacción de esfuerzos en secciones y también la resistencia de barras a tracción, compresión, pandeo por flexión y vuelco lateral, todas ellas definidas en el apartado 6 del DE SE-A.

Posteriormente se ha elaborado una hoja de cálculo, donde poniendo los esfuerzos obtenidos por el programa Cestri y seleccionando la serie y la medida de perfil de acero laminar, permite fácilmente obtener el porcentaje y el cumplimiento de las comprobaciones citadas. Se ha buscado el perfil óptimo para cada elemento del pórtico que cumpla todas las exigencias mencionadas anteriormente, con los valores del documento de cálculos.

Una vez hallados los perfiles óptimos se volverá a entrar al programa Cestri todas las acciones y el peso propio pertinente de cada elemento del pórtico y se volverán a comprobar todas las exigencias de los E.L.U y E.L.S.

1.3.3.7.- Arriostramientos.

Los arriostramientos son los elementos entramados laterales y superiores que unen el pórtico exterior con el próximo pórtico. Están ubicados en el primer y último módulo. Su función consiste en dar estabilidad a los pórticos exteriores y de este modo dar estabilidad en general a toda la estructura.

Los pilares de los pórticos frontales se han valorado con la hipótesis de estar encastados en la base y la unión con el pórtico articulada. La hipótesis de carga escogida es la de viento succión. La sección de los pilares ha sido comprobada a resistencia flexión simple y a comprobación de

pandeo lateral.

Los elementos a contraviento han sido solamente comprobados a compresión axil, por su esbeltez respecto al pórtico.

Para el estudio de los valores de esfuerzos axiles que afectan a dichos elementos se ha cogido las reacciones horizontales transmitidas de los pilares de los pórticos frontales y se han introducido los valores y el diseño en el programa Cespla, facilitando así el cálculo matricial de la estructura bidimensional, la que se trata en este caso. Esto ha servido para ver cual de las barras esbeltas sufre un peor esfuerzo y de este modo dimensionar la barra esbelta, en este caso tubo redondo.

1.3.3.8.- Uniones.

Como las dimensiones son extensas para transportar el pórtico entero del taller a la obra, es lógico la necesidad de dividirlo en tres partes en que sus dimensiones sean de factible transporte, por esto se han estudiado uniones atornilladas, ya que por otro lado las uniones soldadas en obra no son tan factibles ni seguras como realizadas en taller.

Debido a un valor alto de momento flector en los extremos de los dinteles se ha decidido que la unión entre ambos elementos se correrá hasta una distancia que cumpla con las exigencias de momento flector mínimas para la chapa de unión atornillada estudiada posteriormente.

Se tendrá en cuenta que las dimensiones del pilar entero y la parte de dintel hasta la unión atornillada sus dimensiones no excedan para un transporte común, ya que la unión entre los extremos de respectivos elementos se soldarán en taller.

Los valores de los momentos flectores que afectan a los puntos de unión se han obtenido del programa Cestri en el pórtico con los pesos propios de los perfiles actualizados.

1.3.3.9.- Cimentaciones.

Hay dos tipos de pilares, unos los del pórtico principal y los otros los de los pórticos frontales. Existe la necesidad de transmitir los esfuerzos de las bases del pilar al terreno. Según el DE SE-C para el dimensionamiento de cimentaciones directas, como son las zapatas aisladas, se necesita las combinaciones de las acciones principales de los pilares tal como cita el DE SE.

El estudio de las cimentaciones se divide en tres partes: unión pilar-zapata, cuerpo de la zapata y armadura.

Empezando por la unión entre el pilar y la zapata hay que destacar que es una unión soldada al máximo en taller con la base del pilar y la chapa atornillada a los anclajes de la zapata. Se ha tenido que comprobar la resistencia del hormigón bajo placa y la comprobación a tracción de los tornillos.

Con relación al cuerpo de la zapata, se debe citar que se ha predimensionado la zapata, se ha calculado la presión total bruta media de la zapata sobre el terreno y la presión admisible del terreno para la comprobación del estado límite último de hundimiento.

Al finalizar se ha hecho el estudio de la distribución de esfuerzos en la zapata.

Por último, se ha calculado la armadura, sus dimensiones y su distribución.

1.3.3.10.- Pavimentación.

En este apartado se ha hecho el estudio del suelo de la nave haciendo una serie de determinaciones como, el tipo de material a proceder, el tipo de explanada, el nivel de tráfico y el período de proyecto. Con estas variables se determina el tipo de hormigón y su dimensionamiento.

Además siempre habrá que tener en cuenta el estudio geotécnico adjunto en el proyecto.

1.3.3.11.- Dimensionado de la red de evacuación de aguas pluviales.

Para dicho estudio se sigue el apartado 5 del DB-HS donde se dimensiona los distintos elementos de evacuación de aguas pluviales en función de la superficie a evacuar.

1.3.4.- RESULTADOS FINALES

1.3.4.1 – Acciones

- Viento transversal cubierta:

Succión= $(-0.63) \text{ kN/m}^2$
Presión= 0.12 kN/m^2

- Viento longitudinal cubierta:

Succión: 0.756 kN/m^2

- Viento transversal lateral:

Succión = $(-0.877) \text{ kN/m}^2$
Presión = 0.845 kN/m^2

- Viento longitudinal lateral:

Succión: $(-0.768) \text{ kN/m}^2$
Presión = 0.845 kN/m^2

- Nieve:

0.5 kN/m^2

- Sobrecarga de uso:

Superficial = 1 kN/m^2
Puntual = 2 kN/m^2

Como se puede observar la sobrecarga de uso es una de las principales acciones desfavorables. Respecto a las zonas de viento que marca el DB-SE-AE, las zonas de los límites se tendrán que reforzar a la hora de sujetar el elemento de cubrimiento.

1.3.4.2 – Elementos de cerramientos

Cubierta:

El elemento de cerramiento escogido es el Panel Nervado Perfrisa, con un espesor de 30 mm.
Elemento soporte: correa C-250 x 2.5

Peso lineal correa= 7.99 kg/m
Nº tramos = 6
Luz = 2,538 m
Peso total correas = 5593 kg

Laterales:

El elemento de cerramiento escogido es el Plus Perfrisa, con un espesor de 50 mm
Elemento soporte: correa Z-200 x 2
Peso lineal correa = 5.65 kg/m
Nº tramos = 2
Luz = 2.125 m
Peso total correas = 1695 kg

1.3.4.3 – Puente grúa.

Capacidad portante = 22250 kg

REACCIONES SOBRE LA GUÍA-CARRIL:

Reacción vertical: 181 kN
Reacción horizontal: 4.583 kN

-Esfuerzos utilizados para el dimensionamiento de la guía:

Qy= 262.115 kN
Qz= 16.129 kN
My= 5.917 kNm
Mz= 262.390 kNm

-Perfil seleccionado:

IPE 450
Peso lineal= 77.6 kg/m

-Reacciones en el punto de apoyo de la guía sobre la ménsula:

Reacción vertical= 403.451 kN
Reacción horizontal= 9.049 kN

El perfil IPE 450 es el que tiene menos peso lineal dentro de las distintas series comprobadas el documento de cálculos.

1.3.4.4 – Pórtico.

Distancia entre pórticos (s) = 5 m
Peso propio de la cubierta = 0.923 kN/m
Peso propio cerramientos laterales = 0.755 kN/m
Perfil en el predimensionamiento: IPE 500
Coeficiente de transnacionalidad = $7.002 \cdot 10^6$
Coeficiente de pandeo = 0.9979

Tabla de valores obtenida en el programa Cestri:

Hipótesis	Nº Elemento	Sección (x;y;z) (mm)	N(N)	Qy(N)	Qz(N)	My(N·mm)	Mz(N·mm)
Envolvente total	Pilar 8	3000;0;0	688799,34	136339,38	0	0	448949745
Envolvente total	Pilar 6	30000;7355,1;0	151541,937	136340,361	0	0	553801968
Envolvente total	Dintel 5	30000;7355,1;0	159755,85	125710,245	0	0	553801968
Envolvente total	Mensula 12	280;7355,1;0	despreciable	despreciable	0	0	527020668
Envolvente total	Mensula 13	30000;5355,1;0	13573,9008	601100,883	0	0	115031079

Estos valores de esfuerzos son los máximos de cada tipo de envolvente de esfuerzo. Se refiere a envolvente de esfuerzo a coger como un valor máximo un tipo de esfuerzo y los correspondientes valores de esfuerzos de los tipos restantes en la misma hipótesis.

Pilar

IPE 600

Peso lineal = 122 kg/m.

Porcentaje de cumplimiento de resistencia de la sección del perfil :

Axil = 5,85%

Flexión simple eje z = 57,8 %

Flexión desviada = 68,87 %

Cortante en eje y = 13,01 %

Flexión y cortante en eje z,y → No interacciona

Flexión compuesta = 75,2 %

Compresión (pandeo por flexión) eje z = 26,67 %

Compresión (pandeo por flexión) eje y = 17,9 %

Flexión (vuelco lateral) = 83,2 %

El más restrictivo es el vuelco lateral, por lo tanto es el que ha hecho que aumentara la dimensión del perfil.

Flecha máxima permitida = 29,42 mm

Desplazamiento horizontal = 10,26 mm

Dintel

IPE 600

Peso lineal = 122 kg/m.

Porcentaje de cumplimiento de resistencia de la sección del perfil :

Axil = 4,06%

Flexión simple eje z = 71,71 %

Flexión desviada = 57,94 %

Cortante en eje y = 12,02 %

Flexión y cortante en eje z,y → No interacciona

Flexión compuesta = 75,78 %

Compresión (pandeo por flexión) eje z = 16,98 %

Compresión (pandeo por flexión) eje y = 17,9 %

Flexión (vuelco lateral) = 68,77 %

El más restrictivo es la flexión simple, por lo tanto es el que ha hecho que aumentara la dimensión del perfil.

Flecha máxima permitida = 100 mm

Desplazamiento vertical = 31,01 mm

Ménsula

IPE 450

Peso lineal = 77,6 kg/m.

Porcentaje de cumplimiento de resistencia de la sección del perfil :

Axil = 0,52%

Flexión simple eje z = 29,28 %

Flexión desviada = 57,94 %

Cortante en eje y = 94,65 %

Flexión y cortante en eje z,y → No interacciona

Flexión compuesta = 29,8 %

El más restrictivo es el cortante, por lo tanto es el que ha hecho que aumentara la dimensión del perfil.

Flecha máxima permitida = 0,93 mm

Desplazamiento vertical = 0,56 mm

Vigas de los pórticos frontales

IPE 330

Peso lineal = 49,1 kg/m.

Porcentaje de cumplimiento de resistencia de la sección del perfil :

Flexión simple = 98,33 %

Pandeo lateral = 90,88 %

Entramado superior de arriostramiento

Tubo = Ø 90.3

Porcentaje de cumplimiento:

Pandeo lateral = 99,29 %

Entramado lateral de arriostramiento

Tubo = Ø 125.5

Porcentaje de cumplimiento:

Pandeo lateral = 90,28 %

1.3.4.5 – Uniones.

Unión en la clave

Medidas : 609 x 220 mm.

Nº tornillos por unión = 10

Momento de cálculo resistente de la unión = 242,337 kN · m

Momento en la clave = 235,297 kNm

Esfuerzo cortante de cálculo=628 kN

Cortante en la clave = 628 kN

Unión del pilar y dintel a 2,92 m. del pilar

Medidas : 600 x 220 mm.

Nº tornillos por unión = 10

Momento de cálculo resistente de la unión = 242,337 kN · m

Momento en el punto exacto = 237,202 kN · m

Esfuerzo cortante de cálculo = 628 kN

Cortante en el punto exacto = 101,123 kN

1.3.4.6 – Cimentaciones.

Cimentación principal

Dimensiones de la base: 400 x 800 mm.

Resistencia al hormigón bajo placa = 1345,022 kN.

Dimensiones de la zapata:

H = 1,4 m.

B = 2,9 m.

L = 1,85 m.

Presión total bruta media de la zapata = 260.071 kN/m²

Presión admisible del terreno= 273.267 kN/m²

Cimentación secundaria

Dimensiones de la base: 300 x 400 mm.

Resistencia al hormigón bajo placa = 454,773 kN.

Dimensiones de la zapata:

H = 1 m.

B = 4 m.

L = 1 m.

Presión total bruta media de la zapata = 39,904 kN/m²

Presión admisible del terreno = 311,052 kN/m²

1.3.5.- PLANIFICACIÓN

En este apartado se resumen la planificación de la elaboración del Proyecto.

Lo primero que se ha hecho es analizar el **objetivo** del Proyecto y pensar las **medidas** más idóneas de la nave industrial.

Una vez decidido esto, se empieza el documento donde se hacen todos los **cálculos** y sus correspondientes comprobaciones, tanto de la estructura como de los otros elementos de la nave según la normativa vigente. Además se considerarán los **componentes estéticos** de la nave.

Una vez finalizados los cálculos, se han realizado los **planos**, ya con todos los elementos comprobados, se representan gráficamente todas y cada una de las partes por separado del Proyecto.

Cuando se han conocido las medidas exactas de la nave, se ha podido elaborar el estado de **mediciones** correspondiente.

Con las mediciones en mano, se ha elaborado un **presupuesto** detallado por capítulos de la nave industrial.

Cuando se ha procedido con éxito a todo lo anteriormente dicho, se ha elaborado el **pliego de condiciones**, para la perfecta ejecución del proyecto y marcar las correctas características de los materiales.

Y por último, se realiza la **memoria**, en ella se explica de forma clara y concisa los objetivos, el procedimiento y los resultados de dicho Proyecto.

Sistema de acondicionamiento ambiental:

Entendido como tal, la elección de materiales y sistemas que garanticen las condiciones de higiene, salud y protección del medioambiente, de tal forma que se alcancen condiciones aceptables de salubridad y estanqueidad en el ambiente interior del edificio y que éste no deteriore el medio ambiente en su entorno inmediato, garantizando una adecuada gestión de toda clase de residuos. Las condiciones aquí descritas deberán ajustarse a los parámetros establecidos en el Documento Básico HS (Salubridad), y en particular a los siguientes:

HS 1	
Protección frente a la humedad	
HS 2	
Recogida y evacuación de residuos	
HS 3	
Calidad del aire interior	

Sistema de servicios:

Se entiende por sistema de servicios el conjunto de servicios externos al edificio necesarios para el correcto funcionamiento de éste.

Abastecimiento de agua	<ul style="list-style-type: none">La instalación de fontanería cumplirá con lo señalado en el Reglamento de Instalaciones Térmicas en los edificios (RITE) según Real Decreto 1751/1998 de 31 de Julio (B.O.E. de 5 de Agosto de 1998) e instrucciones técnicas reglamentarias y demás disposiciones vigentes y a lo dispuesto por la Mancomunidad de Aguas del Moncayo.La parcela industrial contará con acometida de agua procedente de la red de abastecimiento del polígono.Los parámetros de diseño tenidos en cuenta en la instalación de abastecimiento de agua, se basan en el cumplimiento de las condiciones establecidas en el DB-HS-4, como procedimiento de verificación.
Evacuación de agua	<ul style="list-style-type: none">Los parámetros de diseño tenidos en cuenta en la instalación de evacuación de aguas residuales, se basan en el cumplimiento de las condiciones establecidas en el DB-HS-5, como procedimiento de verificación.Existe red de pluviales.
Suministro eléctrico	<ul style="list-style-type: none">La instalación eléctrica cumplirá con lo señalado en el Reglamento Electrotécnico de Baja Tensión según Real Decreto 842/2002 de 2 de Agosto (B.O.E. nº 224 de 18 de septiembre) y demás disposiciones vigentes.La parcela industrial cuenta con acometida de electricidad procedente de la red eléctrica del polígono.
Telefonía	
Telecomunicaciones	

Otros

1.4.- PRESTACIONES DEL EDIFICIO

Por requisitos básicos y en relación con las exigencias básicas del CTE. Se indicarán en particular los umbrales establecidos en CTE.

Requisitos básicos:	Según CTE		En proyecto	Prestaciones según el CTE en proyecto
Seguridad	DB-SE	Seguridad estructural	DB-SE	De tal forma que no se produzcan en el edificio, o partes del mismo, daños que tengan su origen o afecten a la cimentación, los soportes, las vigas, los forjados, los muros de carga u otros elementos estructurales, y que comprometan directamente la resistencia mecánica y la estabilidad del edificio.
	DB-SI	Seguridad en caso de incendio	DB-SI	De tal forma que los ocupantes puedan desalojar el edificio en condiciones seguras, se pueda limitar la extensión del incendio dentro del propio edificio y de los colindantes y se permita la actuación de los equipos de extinción y rescate.
	DB-SU	Seguridad de utilización	DB-SU	De tal forma que el uso normal del edificio no suponga riesgo de accidente para las personas.
Habitabilidad	DB-HS	Salubridad	DB-HS	Higiene, salud y protección del medioambiente, de tal forma que se alcancen condiciones aceptables de salubridad y estanqueidad en el ambiente interior del edificio y que éste no deteriore el medio ambiente en su entorno inmediato, garantizando una adecuada gestión de toda clase de residuos.
	DB-HR	Protección frente al ruido	DB-HR	De tal forma que el ruido percibido no ponga en peligro la salud de las personas y les permita realizar satisfactoriamente sus actividades.
				Otros aspectos funcionales de los elementos constructivos o de las instalaciones que permitan un uso satisfactorio del edificio
Funcionalidad		Utilización	ME / MC	De tal forma que la disposición y las dimensiones de los espacios y la dotación de las instalaciones faciliten la adecuada realización de las funciones previstas en el edificio.
		Accesibilidad		De tal forma que se permita a las personas con movilidad y comunicación reducidas el acceso y la circulación por el edificio en los términos previstos en su normativa específica.
		Acceso a los servicios		De telecomunicación audiovisuales y de información de acuerdo con lo establecido en su normativa específica.

Añadir finalmente a la memoria los estudios y diseños de componentes estéticos interior y exterior que están debidamente explicados y detallados en sus anexos propios.

2. EQUIPOS NECESARIOS

- Software informático Solid Edge Versión 18 para diseño en 3D
- Software informático Autocad 2006 para diseño y dimensionamiento de nave y elementos.
- Software informático CYPE para cálculo de estructuras metálicas e instalaciones del edificio.
- Cestri para el calculo de estructuras espaciales
- Cespla para el cálculo de estructuras planas
- Portal V1.0 para cálculo de pórticos
- Microsoft Excel para realizar hoja de cálculo de cara a las comprobaciones de resultados.
- μStatic para el calculo de puente grúa.

3. BIBLIOGRAFÍA

- ESTRUCTURAS DE ACERO: UNIONES Y SISTEMAS ESTRUCTURALES. Arguellas Álvarez, R. Ed Bellisco 2005
- LA ESTRUCTURA METÁLICA HOY. Arguellas Álvarez, R. Librería técnica Bellis.
- PROBLEMAS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS SEGÚN LOS CRITERIOS DEL EUROCÓDIGO. Monfort J. ; Pardo J.L.; Guardiola A. Ed UPV 2002
- TEORÍA DE ESTRUCTURAS. Jesús Zurita. UPNA
- Apuntes asignatura “Teoría de estructuras y construcciones industriales”. Francisco Javier Domínguez. UPNA
- MANUAL DE FACHADAS LIGERAS. Technal.
- PRINCIPIOS UNIVERSALES DE DISEÑO. William Lidwell, Kritina Holden. Ed BLUME
- 333 OF 999 OBJECTS. Phaidon. Volumen 3. Ed Phaidon Design Classics.
- DESIGN NOW! Charlotte and Peter Fiell. Ed TASCHEN
- ESTANTERÍAS PARA PALETIZACIÓN. Mecalux. Catálogo de producto.
- Páginas web:

<http://www.estindel.com>

<http://www.constructalia.com>

<http://www.preoc.es> (en relación a precios)

<http://www.ausio.com>

<http://www.mecalux.com>

- Normas y referencias:
 - C.T.E. DB-SE sobre la seguridad estructural
 - C.T.E. DB SE-AE sobre acciones de la edificación
 - C.T.E. DB SE-C sobre cimientos
 - C.T.E. DB SE-A sobre acero
 - C.T.E. DB SE-F sobre fábricas
 - C.T.E. DB-SI sobre seguridad en caso de incendio.
 - C.T.E. DB-SU sobre seguridad de utilización
 - C.T.E. DB-HS sobre salubridad
 - C.T.E. DB-HE sobre el ahorro de energía
 - C.T.E. DB-HR sobre protección frente al ruido
 - R.E.B.T. Reglamento electrotécnico para baja tensión
 - Plan de ordenación urbanística municipal



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

Titulación :

INGENIERO TÉCNICO INDUSTRIAL MECÁNICO
INTENSIFICACIÓN EN DISEÑO INDUSTRIAL

Título del proyecto:

CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A
LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO

DOCUMENTO 2: CÁLCULOS

Javier Peralta Mateo

José Ignacio Latorre Biel

Tudela, 15 de Julio de 2010

ÍNDICE

1. CÁLCULO DE ACCIONES.	5-16
1.1. Acción del viento.....	5
1.2. Acciones térmicas.....	14
1.3. Acciones de nieve.....	15
1.4. Acciones accidentales.....	16
2. CÁLCULO DE LA CUBIERTA.....	18-27
2.1. Hipótesis principales sin ponderar.....	18
2.2. Elección del elemento de cerramiento.....	18
2.3. Elección del elemento soporte.....	20
2.4. Cálculo de las acciones.....	20
2.5. Cálculo de los estados límites.....	22
2.6. Cálculo de los momentos.....	22
2.7. Reiteración de la C-250 x 2,5.....	27
3. CÁLCULOS DE LOS CERRAMIENTOS LATERALES.....	35-43
3.1. Hipótesis principales sin ponderar.....	35
3.2. Elección del elemento de cerramiento.....	35
3.3. Elección del elemento soporte.....	37
3.4. Cálculo de las acciones.....	37
3.5. Estados límites últimos (E.L.U.):	38
3.6. Cálculo de los momentos.....	38
3.7. Comprobación E.L.U: Flexión desviada.	40
3.8. Comprobación ELS: Flecha.	40
3.9. Reiteración de la Z-200x2.	43
4. ESTUDIO DEL PUENTE GRUA.....	46-60
4.1. Valoración de las reacciones del puente grúa con capacidad portante de 22.250 Kg.	46
4.2. Cálculo de las acciones del puente grúa sobre el carril guía.	48
4.3. Combinación de acciones para el dimensionamiento y la comprobación de los E.L.U y E.L.S de la guía.....	49
4.4. Efecto de las acciones sobre la viga carril y elección del perfil:.....	53
4.5. Comprobaciones de E.L.U. de la guía con el perfil elegido.....	56
4.6. Comprobación de los E.L.S, flecha máxima de la guía:.....	59
4.7. Reacciones en los apoyos de la guía.....	60
5. DIMENSIONADO DEL PÓRTICO.....	61-80
5.1. Cálculo de las acciones sobre el pórtico.....	62-63
5.1.1. Acciones sobre los dinteles.	62
5.1.2. Acciones sobre los pilares.	63
5.2. Predimensionado con el programa Portal V1.0.....	66
5.3. Comprobaciones del predimensionado.....	68-80
5.3.1. Imperfecciones iniciales, DB SE-A 5.4.....	68
5.3.2. Translacionalidad (DB SE-A 5.3.1.).	70
5.3.3. Coeficiente de pandeo DB SE-A 6.3.2.5.....	72
5.3.4. Valores de esfuerzos obtenidos.	73
5.3.5. Comprobaciones E.L.U del pilar 8:	75
5.3.6. Comprobaciones de E.L.S pilar 8 en la cabeza del pilar:.....	76
5.3.7. Comprobaciones E.L.U del pilar 6:.....	77
5.3.8. Comprobaciones de E.L.S. pilar 8 en el punto (30000;7355,1;0):	78

5.3.9.	Comprobaciones E.L.U del dintel 5:	79
5.3.10.	Comprobaciones de E.L.S dintel 5 en el punto (15000;10000;0):	79
5.3.11.	Comprobaciones E.L.U mensula 12 y 13:	80
5.3.12.	Comprobaciones de E.L.S mensula 12 y 13:	80
5.3.13.	Acartelamientos.	80
6.	ESTUDIO DEL PORTICO CON PESOS REALES.....	81-111
6.1.	Imperfecciones iniciales del peso propio.....	81
6.2.	Translacionalidad DB SE-A 5.3.1.	82
6.3.	Coeficiente de pandeo DB SE-A 6.3.2.5.	82
6.4.	Valores de esfuerzos obtenidos.	84
6.5.	Comprobaciones detalladas de E.L.U del pilar.	85-92
6.5.1.	Comprobación de la sección a compresión y tracción axial (DB SE-A	
6.2.3.)	110	
6.5.2.	Comprobación de la sección a flexión simple(DB SE-A 6.2.6.)	86
6.5.3.	Comprobación a cortante (DB SE-A 6.2.4.).....	87
6.5.4.	Comprobación de la sección a flexión esviada:.....	88
6.5.5.	Comprobación de la sección a flexión compuesta (DB SE-A 6.2.8): ..	88
6.5.6.	Comprobación de la sección a flexión y cortante (DB SE-A 6.2.8):....	88
6.5.7.	Comprobación de la resistencia del pilar a compresión (6.3.2 DB SE-A):	
	114	
6.5.8.	Comprobación del pilar 8 a pandeo lateral (6.3.3.2 del DB SE-A):.....	92
6.6.	Comprobación de los E.L.S del pilar izquierdo (4.3.3.2 DB SE):	94
6.7.	Comprobaciones detalladas de E.L.U del dintel.....	95-101
6.7.1.	Comprobación de la sección (30000;7355,1;0) a compresión y tracción	
	axial (DB SE-A 6.2.3):	95
6.7.2.	Comprobación de la sección a flexión simple (DB SE-A 6.2.6) :	96
6.7.3.	Comprobación a cortante (DB SE-A 6.2.4):	96
6.7.4.	Comprobación de la sección a flexión esviada:.....	97
6.7.5.	Comprobación de la sección a flexión compuesta (DB SE-A 6.2.8) : .	97
6.7.6.	Comprobación de la sección a flexión y cortante (DB SE-A 6.2.8):....	98
6.7.7.	Comprobación de la resistencia del pilar a compresión (6.3.2 DB SE-A)	
	123	
6.7.8.	Comprobación del pilar 8 a pandeo lateral (6.3.3.2 del DB SE-A):.....	101
6.8.	Comprobación de los E.L.S del dintel izquierdo (4.3.3.2 DB SE):.....	104
6.9.	Comprobaciones detalladas de E.L.U de la mensula.....	105-109
6.9.1.	Comprobación de la sección a compresión y tracción axial, DB SE-A	
6.2.3.	129	
6.9.2.	Comprobación de la sección a flexión simple, DB SE-A 6.2.6 :	107
6.9.3.	Comprobación a cortante, DB SE-A 6.2.4:	108
6.9.4.	Comprobación de la sección a flexión esviada:.....	109
6.9.5.	Comprobación de la sección a flexión compuesta, DB SE-A 6.2.8 : ...	109
6.9.6.	Comprobación de la sección a flexión y cortante, DB SE-A 6.2.8:	109
6.10.	Comprobaciones detalladas de E.L.S de la mensula.	111
7.	ARRIOSTRAMIENTOS.	113-117
7.1.	Pilares de los pórticos frontales.	113-117
7.1.1.	Comprobación de la sección de los pilares a flexión simple (DB SE-A	
6.2.6):	137	
7.1.2.	Comprobación pandeo lateral:.....	115
7.1.3.	Viga contraviento.	117
8.	UNIONES.....	124-128

8.1. Unión entre pilar y dintel.....	124-128
8.1.1. Dimensionado de la chapa atornillada.....	124
8.1.2. Dimensionado de la chapa atornillada situada en la clave.	128
9. CIMENTACIONES.	131-149
9.1. Combinaciones E.L.U de las cimentaciones laterales.	131
9.2. Unión del pilar con la zapata.	133
9.3. Precalculo de la base.....	134
9.4. Comprobación de resistencia del hormigón y comprobación a tracción de los pernos.	136
9.5. Predimensionado de la zapata.....	139-140
9.5.1. Área equivalente de la zapata:	139
9.5.2. Presión total bruta media de la zapata:	139
9.5.3. Presión admisible del terreno.	140
9.5.4. Comprobación del estado límite último de hundimiento.....	140
9.6. Dimensiones de la zapata pilar IPE 600.	141-144
9.6.1. Área equivalente de la zapata:	141
9.6.2. Presión total bruta media de la zapata:	141
9.6.3. Presión admisible del terreno.	143
9.6.4. Comprobación del estado límite último de hundimiento.....	143
9.6.5. Verificación de la Estabilidad.....	144
9.6.6. Estudio de la distribución de esfuerzos en la zapata:	144
9.7. Estudio del armadura.	147
9.8. Longitud básica de anclaje.	149
10. CIMENTACIONES DE LOS PILARES CONTRAVIENTO.	150-157
10.1. Valores pésimos en las bases:.....	150
10.2. Unión del pilar con la zapata.	150
10.3. Cálculo de la base.	151
10.4. Comprobación de resistencia del hormigón y comprobación a tracción de los pernos.	153
10.5. Dimensionado de la zapata.	155-157
10.5.1. Área equivalente de la zapata:	155
10.5.2. Presión total bruta media de la zapata:	155
10.5.3. Presión admisible del terreno.	156
10.5.4. Comprobación del estado límite último de hundimiento.....	156
10.5.5. Verificación de la Estabilidad.....	157
10.5.6. Estudio de la distribución de esfuerzos en la zapata:	157
11. PAVIMENTO DE LA NAVE.....	160
12. DIMENSIONADO DE LA RED DE EVACUACIÓN DE AGUAS PLUVIALES.	161

1. CÁLCULO DE ACCIONES.

En este apartado de cálculo se ha empleado el Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación.

1.1. Acción del viento

La acción del viento resulta ser una presión estática, se ha calculado con la siguiente expresión:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p \quad [\text{Ec. 1}]$$

q_b : la presión dinámica del viento.

c_e : coeficiente de exposición.

c_p : el coeficiente eólico o de presión.

De acuerdo con el ANEXO D.1 del documento básico la presión dinámica se ha determinado de la siguiente forma:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2 \quad [\text{Ec. 2}]$$

δ : densidad del aire se ha tomado el valor $1,25 \text{ kg/m}^3$.

v_b : valor característico de la velocidad del viento.

Se ha obtenido el valor característico de la velocidad del viento del mapa de la figura siguiente:



Figura 1.1.1 : Zona climáticas de invierno.

En este caso la nave esta situada en la zona B pero muy cerca del límite de C por lo que por precaución tomaremos la velocidad básica mayor, donde el valor de la velocidad es 29 m/s.

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \text{ kg/m}^2 \cdot 29 \text{ m/s} = 525,625 \text{ N/m}^2 = 0,525 \text{ kN/m}^2 = q_b$$

El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Su valor se puede tomar de la tabla 1.1.1

Grado de aspereza del entrono	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 Km. de longitud.	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia.	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas.	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal.	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura 1,2.	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

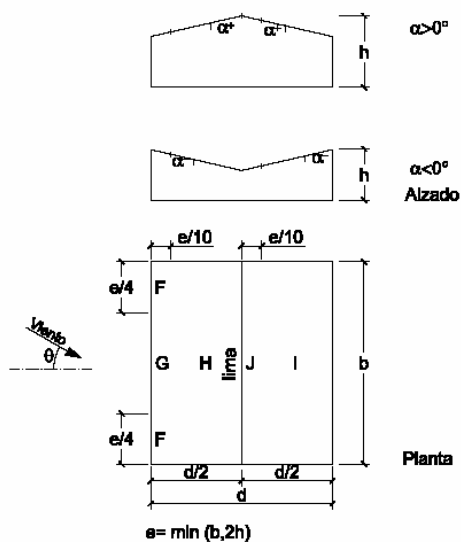
Tabla 1.1.1: Valores del coeficiente de exposición (C_e)

Se ha considerado el grado III por la similitud con el terreno donde está ubicada la nave, ya que no se puede considerar como una gran zona industrial como tal, si no más bien la referente al de grado III. La altura del punto considerado es la misma que la altura máxima de la nave, 10 m. Coeficiente de exposición $c_e=2,3$

Cubierta:

Según el anexo D.3 se ha calculado el coeficiente de presión exterior mediante las tablas D.4 se dan valores de coeficientes de presión para diversas formas simples de construcciones, obtenidos como el pésimo de entre los del abanico de direcciones de viento definidas en cada caso.

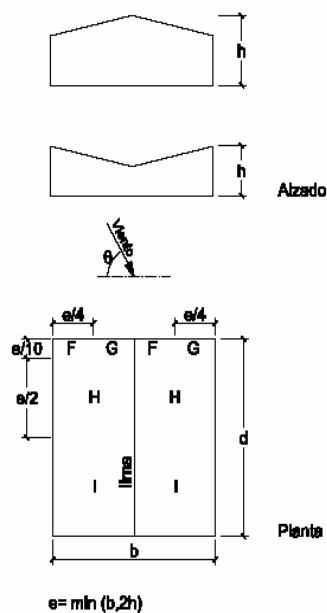
a) Dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	-0,6	-0,6
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	0,2	0,2
	≤ 1	+0,0	+0,0	+0,0	-0,6	-0,6
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
30°	≥ 10	-2	-1,5	-0,3	-0,4	-1,5
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
45°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0
60°	≥ 10	-1,5	-1,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0
75°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,6	+0,0	+0,0
90°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
135°	≥ 10	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3

Tabla 1.1.2: Cubiertas a dos aguas

b) Dirección del viento $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$			
		F	G	H	I
-45°	≥ 10	-1,4	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,3	-1,2
-30°	≥ 10	-1,5	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,1	-2,0	-1,3	-1,2
-15°	≥ 10	-1,9	-1,2	-0,8	-0,8
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
-5°	≥ 10	-1,8	-1,2	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
5°	≥ 10	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,2	-2,0	-1,2	-0,6
15°	≥ 10	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,2	-0,5
30°	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
45°	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,9	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
60°	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5
75°	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5

Tabla 1.1.2: Cubiertas a dos aguas.

Se ha elaborado las siguientes tablas para evaluar un coeficiente de presión exterior general para cada intervalo de direcciones del viento y para toda la superficie de la cubierta.

Con este coeficiente han salido varias opciones de cálculo, de momento no se ha desestimado ninguna de ellas.

VIENTO CUBIERTA TRANSVERSAL						
<u>Dirección -45°<θ<45°</u>						
Parte	1			2		
Zonas	F	G	H	J	I	
Superficie (m ²)	16,2	73,8	660	90	660	
cp (HIPOTESIS 1)	-1,3	-1	-0,45	-0,1	-0,4	
qe(kN/m ²)	-1,57	-1,208	-0,5434	-0,121	-0,48	
Fuerzas resultantes(kN)	-25,43	-89,11	-358,63	-10,87	-319	
qe(kN/m ²) resultante		-0,631			-0,44	
cp (HIPOTESIS 2)	0,1	0,1	0,1	-0,3	-0,3	
qe(kN/m ²)	0,1208	0,1208	0,1208	-0,362	-0,36	
Fuerzas resultantes(kN)	1,9562	8,9114	79,695	-32,6	-239	
qe(kN/m ²) resultante		0,1208			-0,36	

Tabla 1.1.4: Presiones estáticas resultantes transversales.

Hipótesis y Parte 1:

$$q_{e,1.1} = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,525 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,3 \cdot (-0,52) = (-0,630 \text{ kN/m}^2)$$

Hipótesis 1 y Parte 2:

$$q_{e,1.2} = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,525 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,3 \cdot (-0,36) = (-0,439 \text{ kN/m}^2)$$

Hipótesis 2 y Parte 1:

$$q_{e,2.1} = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,525 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,3 \cdot (0,09) = (0,120 \text{ kN/m}^2)$$

Hipótesis 2 y Parte 2:

$$q_{e,2.2} = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,525 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,3 \cdot (-0,29) = (-0,362 \text{ kN/m}^2)$$

VIENTO CUBIERTA LONGITUDINAL				
<u>Dirección 45 ° < θ < 135°</u>				
Zonas	F	G	H	I
Superficie (m ²)	8,1	36,9	225	480
c _p (HIPOTESIS 3)	-1,45	-1,3	-0,65	-0,55
Q _e (kN/m ²)	-1,751	-1,57	-0,7849	-0,664
Fuerzas resultantes (kN)	-14,18	-57,92	-176,6	-318,8
Q _e (kN/m ²) resultante			-0,7566	

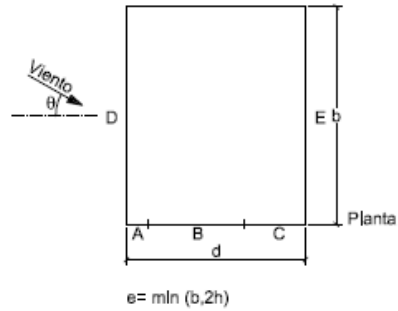
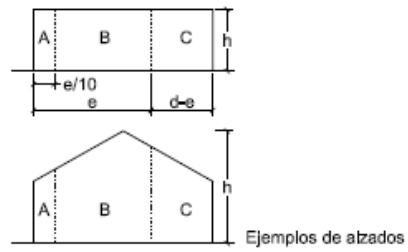
Taula 1.1.5: Presiones estáticas resultantes longitudinales:

Hipótesis 3:

$$q_{e,3} = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,525 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,3 \cdot (-0,62) = (-0,756 \text{ kN/m}^2)$$

Paramentos verticales:

Según el anexo D.3 del documento básico se ha calculado el coeficiente de presión exterior mediante las tabla 1.1.6.



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	"	-0,3

Tabla 1.1.6. Paramentos verticales.

Se ha elaborado la siguiente tabla para evaluar un coeficiente de presión exterior general para cada intervalo de direcciones del viento y para toda la superficie de las fachadas.

VIENTO LATERAL TRANSVERSAL		Paramentos verticales			
Partes		1		2	3
Zonas	A	B	C	D	E
Superficie (m ²)	20	180	100	367,75	367,75
c _p	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
Q _e (kN/m ²)	-1,449	-0,966	-0,604	0,8453	-0,362
Q _e (kN/m ²) resultante		-0,877		0,8453	-0,362
Fuerzas resultantes (kN)	-28,98	-173,9	-60,38	310,84	-133,2

Tabla 1.1.7: Presiones estáticas resultantes laterales transversales.

Hipótesis 1 y Parte 1

$$q_{e,1.1} = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,525 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,3 \cdot (-0,726) = (-0,877 \text{ kN/m}^2)$$

Hipótesis 1 y Parte 2

$$q_{e,1.2} = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,525 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,3 \cdot (0,7) = (0,845 \text{ kN/m}^2)$$

Hipótesis 1 y Parte 3

$$q_{e,1.3} = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,525 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,3 \cdot (-0,3) = (-0,362 \text{ kN/m}^2)$$

VIENTO LATERAL LONGITUDINAL					
Partes		1		2	3
Zonas	A	B	C	D	E
Superficie (m ²)	14,71	132,39	220,65	300	300
c _p	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
q _e (kN/m ²)	-				
	1,449	-0,966	-0,604	0,8453	-0,362
Fuerzas resultantes(kN)	-				
	21,31	-127,9	-133,2	253,58	-108,7
Q _e (kN/m ²) resultante		-0,768		0,8453	-0,362

Taula 1.1.8: Presiones estáticas resultantes laterales longitudinales.

Hipótesis 2 y Parte 1

$$q_{e,2.1} = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,525 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,3 \cdot (-0,636) = (-0,768 \text{ kN/m}^2)$$

Hipótesis 2 y Parte 2

$$q_{e,2.2} = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,525 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,3 \cdot (0,7) = (0,845 \text{ kN/m}^2)$$

Hipótesis 2 y Parte 3

$$q_{e,2.3} = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,525 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,3 \cdot (-0,3) = (-0,362 \text{ kN/m}^2)$$

1.2. Acciones térmicas.

En edificios habituales con elementos estructurales de hormigón o acero, las acciones térmicas pueden no considerarse cuando se dispongan de juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40 m de longitud.

1.3. Acciones de nieve.

La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre un edificio, o en particular sobre una cubierta, depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma del edificio o de la cubierta, de los efectos del viento, y de los intercambios térmicos en los paramentos exteriores. Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, Q_n , puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot s_k \quad [\text{Ec. 3}]$$

μ : coeficiente de forma de la cubierta

s_k : el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal

Según el punto 3.5.3 del D.B. en un faldón limitado inferiormente por cornisas, y en el que no hay impedimento al deslizamiento de la nieve, el coeficiente de forma (μ) tiene el valor de 1 para cubiertas con inclinación menor o igual que 30° .

$\mu=1$

Según el 3.5.2 del D.B. el valor de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal, s_k , en las capitales de provincia y ciudades autónomas se puede tomar de la tabla 1.3.1:

Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / <i>Alacant</i>	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	San Sebastián / <i>Donostia</i>	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	0	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	1.000	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / <i>Lleida</i>	150	0,5	Sevilla	10	0,2
Bilbao / <i>Bilbo</i>	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	1.090	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	0	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	950	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	550	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense / <i>Ourense</i>	130	0,4	Valencia / <i>València</i>	0	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	690	0,4
Coruña / <i>A Coruña</i>	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria / <i>Gasteiz</i>	520	0,7
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	650	0,4
Gerona / <i>Girona</i>	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	210	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona / <i>Iruña</i>	450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

Tabla 1.3.1: Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

Como la altitud de Corella es similar a la de Zaragoza más que a la de Pamplona tomamos un valor de $s_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$

$$q_n = \mu \cdot s_k = 0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

1.4. Acciones accidentales.

Sismo:

Las acciones sísmicas están reguladas en la NSCE, Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación. Según esta norma la zona donde esta ubicada la nave no le corresponde aplicar ninguna acción preventiva.

Según la NSCE en las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a $0,04 \text{ g}$, siendo g la aceleración de la gravedad, la aplicación de esta Norma no es obligatoria. En la figura siguiente se ha demostrado que nuestra zona esta ubicada en una zona de aceleración sísmica básica menor a $0,04 \text{ g}$.

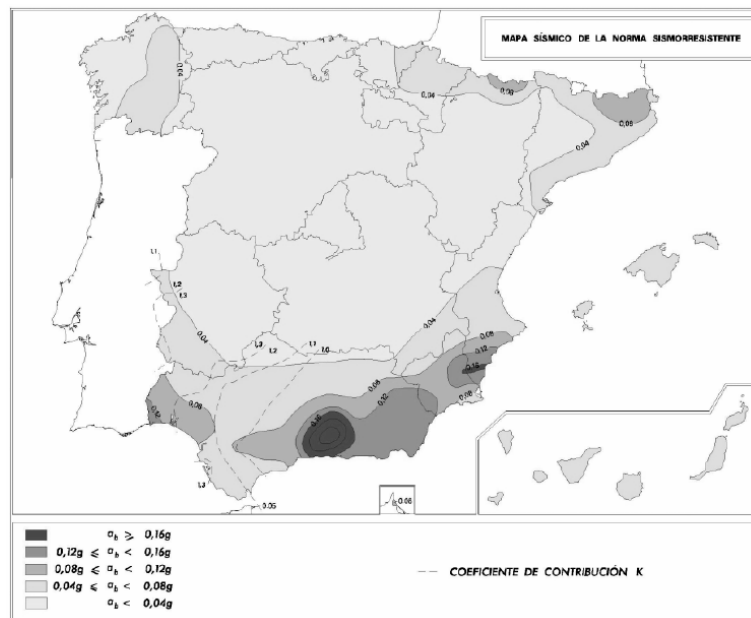


Tabla 1.4.1: Mapa de Peligrosidad Sísmica.

Incendio:

Las acciones debidas a la agresión térmica del incendio están definidas en el DB-SI. No se ha creído conveniente tener en cuenta estas acciones debido a su bajo riesgo.

Impacto:

El Documento Básico SE-AE considera sólo las acciones debidas a impactos accidentales, quedando excluidos los premeditados, tales como la del impacto de un vehículo o la caída del contrapeso de un aparato elevador.

Sobrecarga de uso:

Por lo general, los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente. De acuerdo con el uso que sea fundamental en cada zona del mismo, como valores característicos se adoptarán los de la Tabla 1.4.2.

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾	2
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Tabla 1.4.2: Valores característicos de las sobrecargas de uso

La categoría de uso que se ha escogido es F (cubiertas transitables accesibles sólo privadamente). Los valores de carga son los siguientes:

$$q_d = 1 \text{ kN/m}^2 \text{ y } q_{\text{puntual}} = 2 \text{ kN.}$$

2. CÁLCULO DE LA CUBIERTA.

En este punto se ha calculado todos los elementos que componen la cubierta.

2.1. Hipótesis principales sin ponderar.

Hipótesis Sobrecarga: $1 \text{ kN/m}^2 \cdot (\cos 10^\circ)^2 = 0,969 \text{ kN/m}^2$

Hipótesis (Nieve + Viento presión): $0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot (\cos 10^\circ)^2 + 0,12 \text{ kN/m}^2 = 0,604 \text{ kN/m}^2$

Hipótesis (Nieve + Viento succión): $0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot (\cos 10^\circ)^2 - 0,756 \text{ kN/m}^2 = (-0,271) \text{ kN/m}^2$

La peor hipótesis es la de sobrecarga, se ha cambiado las unidades para poder utilizar el gráfico de utilización Panel NERVADO PERFRISA (véase Fig. 2.2.1).

$0,969 \text{ kN/m}^2 \cdot 1000 \text{ kp} / 9,81 \text{ kN} = 98,77 \text{ kp/m}^2$

2.2. Elección del elemento de cerramiento.

Según el código técnico de la edificación el espesor mínimo de una chapa de acero es de 0,8 mm, por lo consiguiente se ha elegido una chapa de espesor que cumpla la medida.

Gráfico de utilización:

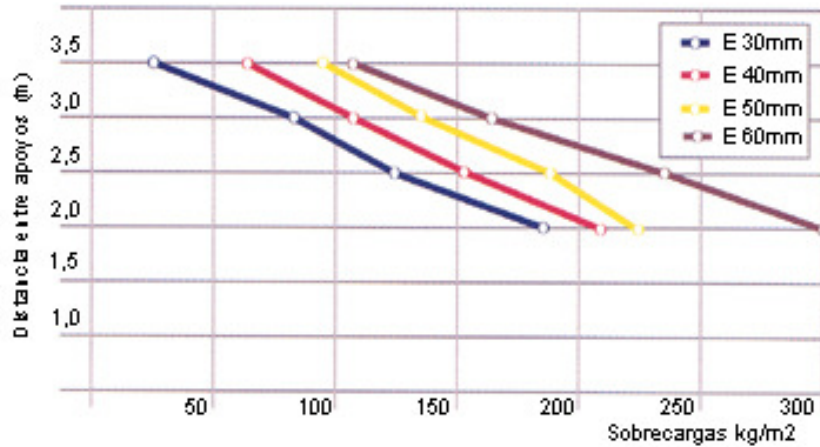


Figura 2.2.1: gráfico de utilización Panel NERVADO PERFRISA

La longitud total de un agua de la cubierta es de 15,2314 m. La longitud máxima de transporte con vehículos articulados es 14,04 m entonces se ha partido la longitud de la cubierta en dos partes iguales, por la imposibilidad del transporte o encarecimiento por transportes especiales en caso que se hubiese hecho toda la longitud una misma pieza.

La luz, en este caso, es la distancia entre apoyos de la chapa perfilada.

El gráfico de utilización del panel de 30 mm. de espesor, indica que con unos 98,77 kp/m² de sobrecarga la distancia entre apoyos, luz, debe ser aproximadamente alrededor de 2,8 m.

$$\text{Longitud cubierta} / \text{N}^\circ \text{ de tramos} = \text{Luz (m)}$$

[Ec. 4]

Comprobación con 5 tramos y 6 apoyos:

$$15,2314 \text{ m} / 5 = 3,0462 \text{ m} = \text{Luz}$$

$$3,0462 \text{ m} > 2,8 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

Comprobación con 6 tramos y 7 apoyos:

$$15,2314 \text{ m} / 6 = 2,5385 \text{ m} = \text{Luz}$$

Esta comprobación indica que con la siguiente luz, la de 2,5385 m, es más grande que la necesaria, cumple las especificaciones de la tabla y por lo tanto se ha cogido esta luz para cálculos posteriores.

2.3. Elección del elemento soporte.

Dentro de los múltiples perfiles de acero de distintas características, que hay en el mercado se debe elegir el más óptimo respecto la cantidad de material.

Primero se ha calculado las acciones generales que afectan a la cubierta, posteriormente se valoran los estados límites últimos y los estados límites de servicio para comprobar la resistencia y la flecha máxima respectivamente.

2.4. Cálculo de las acciones.

Peso propio:

$$G_{\text{panel}} = 12 \text{ kg/m}^2 \cdot \frac{9,81 \text{ kN}}{1000 \text{ kg}} = 0,117 \text{ kN/m}^2$$

Se ha estimado el valor G_{correa} con 15 kg /m.

$$G_{\text{correa}} = 15 \text{ kg/m} \times 9,81/1000 = 0,147 \text{ kN/m}$$

$$G_z = (0,117 \cdot \text{Luz} + 0,147) \cdot \cos 10^\circ \quad [\text{kN/m}]$$

$$G_y = (0,117 \cdot \text{Luz} + 0,147) \cdot \sin 10^\circ \quad [\text{kN/m}]$$

Nieve:

$$Q_N = 0,5 \cdot \cos 10^\circ = 0,492 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{Nz} = 0,492 \cdot \text{Luz} \cdot \cos 10^\circ \quad [\text{kN/m}]$$

$$Q_{Ny} = 0,492 \cdot \text{Luz} \cdot \sin 10^\circ \quad [\text{kN/m}]$$

Sobrecarga:

$$Q_D = 1 \cdot \cos 10^\circ = 0,984 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{Dz} = 0,984 \cdot \text{Luz} \cdot \cos 10^\circ \quad [\text{kN/m}]$$

$$Q_{Dy} = 0,984 \cdot \text{Luz} \cdot \sin 10^\circ \quad [\text{kN/m}]$$

Viento:

Se ha escogido las peores hipótesis en caso de succión y presión:

$$Q_{vz1} = (-0,756 \cdot \text{Luz}) \quad [\text{kN/m}]$$

$$Q_{vz2} = (0,12 \cdot \text{Luz}) \quad [\text{kN/m}]$$

2.5. Cálculo de los estados límites.

Los siguientes estados límites se ha calculado con la formula 4.3 del DB-SE, la Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones y Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ).

Estados límites últimos (E.L.U.)

$$ELU\ 1 = 1,35 \cdot G_{panel} + 1,5 \cdot Q_D = 1,579\text{ kN/m}^2$$

$$ELU\ 2 = 1,35 \cdot G_{panel} + 1,5 \cdot Q_N + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_{V2} = 0,931\text{ kN/m}^2$$

$$ELU\ 3 = 0,8 \cdot G_{panel} + 1,5 \cdot Q_{V1} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot Q_N = (-0,334)\text{ kN/m}^2$$

El más desfavorable es el E.L.U. 1 y se ha utilizado para el cálculo de los momentos en los respectivos ejes. El E.L.U. 3 se ha tenido en cuenta más adelante en las fijaciones de la cubierta.

2.6. Cálculo de los momentos.

$$M_{Ed,y} = K_1 \cdot P_Z \cdot s^2 \quad [\text{Ec. 5}]$$

s: luz entre pórticos.

$$M_{Ed,z} = K_2 \cdot P_y \cdot (s/n)^2 \quad [\text{Ec. 6}]$$

Coeficientes	Número de vanos (m)					
	1 (*)	2 (**)	3 (**)	4 (**)	5 (**)	6 o más (**)
k₁	0,125(*)	0,125	0,10	0,1071	0,1052	0,1058
k₂ n = 1	0,125(*)	0,125	0,10	0,1071	0,1052	0,1058
n = 2	0,125	0,072	0,077	0,077	0,077	0,077
n = 3	0,025	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086
n = 4	0,071	0,083	0,083	0,083	0,083	0,083
k₃	6,20	2,48	3,22	3,01	3,07	3,05

(*) momento en la sección intermedia del vano
 (**) momento en la sección del primer apoyo interior de los vanos
 n número de vanos, en el plano del faldón, formados por las tirantillas

Tabla 2.6.1: Coeficientes K1 y K2

De la tabla anterior se ha escogido el valor 0,125 por la K₁ porque m (número de vanos) es 2, el valor de K₂ es 0,125 porque m = 2 y n = 1 y el valor de K₃ es 2,48.

$$M_{Ed,y} = M_{max,y} = 0,125 \cdot P_z \cdot L^2 \cdot 10^6 = \frac{ELU1_z \cdot 5^2}{8} \cdot 10^6 \quad [N/mm]$$

$$M_{Ed,z} = M_{max,z} = 0,125 \cdot P_y \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2 \cdot 10^6 = \frac{ELU1_y \cdot 5^2}{32} \cdot 10^6 \quad [N/mm]$$

Predimensionado: Flexión simple eje fuerte (y).

$$W_{el,y} \geq M_{Ed,y} \cdot \frac{\gamma_{Mo}}{f_y} = M_{Ed,y} \cdot \frac{1,05}{275} \quad [mm^3] \quad [Ec. 7]$$

Predimensionado: Flexión simple eje débil (z).

$$W_{el,z} \geq M_{Ed,z} \cdot \frac{\gamma_{Mo}}{f_y} = M_{Ed,z} \cdot \frac{1,05}{275} \quad [mm^3] \quad [Ec. 8]$$

2.3.4 Comprobación E.L.U: Flexión desviada.

Módulo resistente elástico (W_{el}): Se ha adquirido de las tablas de características de los perfiles utilizados. El valor $W_{Rd,y}$ es el que se ha obtenido de las tablas.

$$M_{el,Rdy} = W_{Rd,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} = W_{el,y} \cdot \frac{275}{1,05} \quad [\text{N.mm}]$$

$$M_{el,Rdz} = W_{Rd,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} = W_{el,z} \cdot \frac{275}{1,05} \quad [\text{N.mm}]$$

2.3.5 Comprobación E.L.S: Flecha.

$$f = K_3 \cdot 10^{-8} \cdot P_z \cdot \frac{L^2}{I_y} \leq \frac{L}{300}$$

$$P_z [\text{kN/m o N/mm}] \quad ; \quad I_y [\text{mm}^4]$$

$$L(\text{mm})f = 2,48 \cdot 10^{-8} \cdot ELU1_z \cdot \frac{5000^2}{I_y} \leq \frac{5000}{300} = 16,67$$

Comprobaciones con distintos tipos de perfiles:

Se ha buscado los perfiles con mayor modulo resistente en los respectivos ejes y se ha anotado en la tabla siguiente los diferentes resultados. Para que el perfil elegido sea válido debe cumplir las comprobaciones E.L.U. y E.L.S.

Nº TRAMOS	LUZ (m)	Wel,y (mm ³)	Wel,z (mm ³)	Perfil	<=1	f<=16,6 7 mm	P lineal (kg/m)	P total (kg)
6	2.5386	51071.88	2251.338	IPE 140	0.8434	4.9E-07	12.9	9030
6	2.5386	51071.88	2251.338	C-250x2,5	0.9039	2.9E-07	7.99	5593
6	2.5386	51071.88	2251.338	M-200x3	0.9724	3.9E-07	8.88	6216
6	2.5386	51071.88	2251.338	120x120	0.9983	8.3E-07	10.87	7609
6	2.5386	51071.88	2251.338	140X100	0.9367	6.6E-07	10.87	7609
7	2.1759	44133.19	1944.403	IPE 140	0.7287	4.2E-07	12.9	10320
7	2.1759	44133.19	1944.403	C-225x2,5	0.878	3.2E-07	7.5	6000
7	2.1759	44133.19	1944.403	M-200x2,5	0.9915	4E-07	7.45	5960
7	2.1759	44133.19	1944.403	120x120	0.8627	7.2E-07	10.87	8696
7	2.1759	44133.19	1944.403	150X70	0.9395	6.1E-07	9.61	7688
8	1.9039	38886.89	1714.202	IPE 120	0.9324	6.4E-07	10.4	9360
8	1.9039	38886.89	1714.202	C-180x2,5	0.9962	4.8E-07	6.61	5949
8	1.9039	38886.89	1714.202	M-180x2,5	0.9801	4.5E-07	7.06	6354
8	1.9039	38886.89	1714.202	110x110	0.9107	8.2E-07	9.76	8784
8	1.9039	38886.89	1714.202	150X70	0.8278	5.4E-07	9.61	8649
9	1.6924	34825.22	1535.157	IPE 120	0.8351	5.7E-07	10.4	10400
9	1.6924	34825.22	1535.157	C-200x2	0.9734	4.2E-07	5.65	5650
9	1.6924	34825.22	1535.157	M-200x2	0.9623	3.9E-07	6	6000
9	1.6924	34825.22	1535.157	100x100	0.9951	9.9E-07	9.02	9020
9	1.6924	34825.22	1535.157	150X50	0.9098	5.8E-07	9.02	9020
10	1.5231	31575.89	1349.316	IPE 120	0.7522	5.2E-07	10.4	11440
10	1.5231	31575.89	1349.316	C-180x2	0.9898	4.8E-07	5.33	5863
10	1.5231	31575.89	1349.316	M-180x2	0.9721	4.5E-07	5.69	6259
10	1.5231	31575.89	1349.316	100x100	0.9011	9E-07	9.02	9922
10	1.5231	31575.89	1349.316	120X80	0.8372	7.8E-07	9.02	9922
11	1.3847	28917.34	1274.727	IPE 120	0.6934	4.7E-07	4.7	7520
11	1.3847	28917.34	1274.727	C-180x2	0.9108	4.4E-07	7.17	11472
11	1.3847	28917.34	1274.727	M-180x2	0.8956	4.2E-07	4.7	7990

Nº TRAMOS	LUZ (m)	Wel,y (mm ³)	Wel,z (mm ³)	Perfil	<=1	f<=16,6 7 mm	P lineal (kg/m)	P total (kg)
11	1.3847	28917.34	1274.727	100x100	0.8263	8.2E-07	7.17	12189
11	1.3847	28917.34	1274.727	120X60	0.9371	7.6E-07	5.57	9469
12	1.269	26701.89	1177.066	IPE 100	0.9261	8.1E-07	8.1	10530
12	1.269	26701.89	1177.066	C-160x2	0.9627	5.4E-07	5.02	6526
12	1.269	26701.89	1177.066	M-160x2	0.9398	5.1E-07	5.37	6981
12	1.269	26701.89	1177.066	90x90	0.9515	1.1E-06	8.28	10764
12	1.269	26701.89	1177.066	120X60	0.8653	7E-07	8.28	10764
13	1.172	24827.28	1094.43	C-160x2	0.8951	5E-07	5.02	7028
13	1.172	24827.28	1094.43	M-160x2	0.8738	4.7E-07	5.37	7518
13	1.172	24827.28	1094.43	90x90	0.8847	9.8E-07	8.28	11592
13	1.172	24827.28	1094.43	120X60	0.8045	6.5E-07	8.28	11592
14	1.088	23220.46	1023.599	C-140x2	0.9852	6.4E-07	4.7	7050
14	1.088	23220.46	1023.599	M-140x2	0.9514	6E-07	5.06	7590
14	1.088	23220.46	1023.599	90x90	0.8274	9.1E-07	8.28	12420
14	1.088	23220.46	1023.599	120X40	0.9685	7.7E-07	7.17	10755
15	1.0154	21827.89	962.2115	C-140x2	0.9256	6E-07	4.7	470
15	1.0154	21827.89	962.2115	M-140x2	0.8943	5.7E-07	5.06	8096
15	1.0154	21827.89	962.2115	80x80	0.9969	1.2E-06	7.17	11472
15	1.0154	21827.89	962.2115	120X40	0.9104	7.3E-07	7.17	11472
16	0.952	20609.39	908.498	C-140x2	0.8734	5.7E-07	4.7	7990
16	0.952	20609.39	908.498	M-120x2	1.0059	7.6E-07	4.72	8024
16	0.952	20609.39	908.498	M-140x2	0.8444	5.3E-07	5.06	8602
16	0.952	20609.39	908.498	80x80	0.9413	1.2E-06	7.17	12189
16	0.952	20609.39	908.498	120X60	0.9709	7.9E-07	5.57	9469
17	0.896	18965.73	836.0424	C-140x2	0.798	5.2E-07	4.7	8460
17	0.896	18965.73	836.0424	M-120x2	0.9257	7E-07	4.72	8496
17	0.896	18965.73	836.0424	90x90	0.9803	1.1E-06	5.57	10026
17	0.896	18965.73	836.0424	90X60	0.9212	1E-06	6.73	12114
29	0.5252	12082.76	532.6293	C-100x2	0.9977	9.1E-07	3.39	10170

Tabla 2.6.2:Comprobaciones E.L.U y E.L.S de la correa.

El motivo por el cual se ha finalizado el cálculo de la tabla anterior es el siguiente:

$$\frac{Pesototal_{mínimo}}{N^{\circ} correas \cdot 50 \cdot 2} = \frac{5593 Kg}{30 \cdot 50m \cdot 2} = 1,86 kg / m$$

Tal como se puede ver en las tablas posteriores no hay ningún perfil con este peso lineal.

Finalmente el criterio que ha servido para elegir el perfil más óptimo para las condiciones de esta nave es el peso total de material, acero, que se necesita para toda la cubierta.

$$\text{Peso total} = 2 \text{ Vanos} \cdot P_{\text{linial perfil}} \cdot (N^{\circ} \text{ Tramos} + 1) \cdot 50 \text{ m} \quad (\text{kg})$$

Se ha visto en la tabla anterior que el peso más pequeño es 5593 kg, que corresponde a la correa C-225x2,5 .

2.7. Reiteración de la C-250 x 2,5.

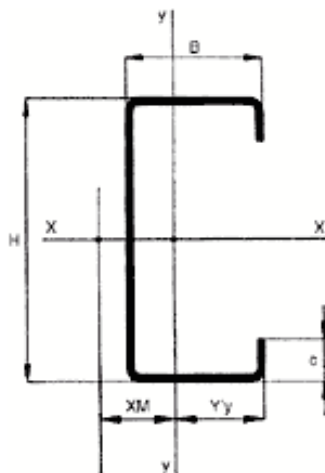


Figura 2.7.1: Correa C-250 x 2,5.

$$I_{yy} = 588100 \text{ mm}^4$$

$$W_{yy} = 11190 \text{ mm}^3$$

Características:

$$H = 250 \text{ mm} \quad c = 19 \text{ mm}$$

$$B = 70 \text{ mm} \quad S = 1018 \text{ mm}^2$$

$$e = 2,5 \text{ mm} \quad P = 7,5 \text{ kg/m}$$

$$XM = 43,78 \text{ mm}$$

$$I_{xx} = 9084400$$

$$W_{xx} = 72680 \text{ mm}^3$$

$$G_{\text{chapa}} = 0,117 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{correa}} = 7,99 \text{ kg/m} \cdot \frac{9,81 \text{ kN}}{1000 \text{ kg}} = 0,078 \text{ kN/m}$$

$$G_z = (0,117 \cdot 2,5386 + 0,078) \cdot \cos 10^\circ = 0,369 \text{ kN/m}$$

$$G_y = (0,117 \cdot 2,5386 + 0,078) \cdot \sin 10^\circ = 0,065 \text{ kN/m}$$

$$Q_D = 1 \cdot \cos 10^\circ = 0,984 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{Dz} = 0,984 \cdot 2,5386 \cdot \cos 10^\circ = 2,460 \text{ kN/m}$$

$$Q_{Dy} = 0,984 \cdot 2,5386 \cdot \sin 10^\circ = 0,433 \text{ kN/m}$$

$$Q_N = 0,5 \cdot \cos 10^\circ = 0,492 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{Nz} = 0,492 \cdot 2,5386 \cdot \cos 10^\circ = 1,230 \text{ kN/m}$$

$$Q_{Ny} = 0,492 \cdot 2,5386 \cdot \sin 10^\circ = 0,216 \text{ kN/m}$$

Se ha comprobado con las dos hipótesis de viento:

$$Q_{vz1} = (-0,757 \cdot 2,5386) = (-1,921) \text{ kN/m}$$

$$Q_{vz2} = 0,121 \cdot 2,5386 = 0,307 \text{ kN/m}$$

$$E.L.U. \ 1_z = 1,35 \cdot 0,369 + 1,5 \cdot 2,460 = 4,188 \text{ kN/m}$$

$$E.L.U. \ 2_z = 1,35 \cdot 0,369 + 1,5 \cdot 1,230 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,307 = 2,619 \text{ kN/m}$$

$$E.L.U. \ 3_z = 0,8 \cdot 0,369 + 1,5 \cdot (-1,919) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 1,230 = (-1,660) \text{ kN/m}$$

$$\text{E.L.U. } 4_z = 0,8 \cdot 0,369 + 1,5 \cdot (-1,919) = (-2,583) \text{ kN/m}$$

$$\text{E.L.U. } 1_y = 1,35 \cdot 0,065 + 1,5 \cdot 0,433 = 0,737 \text{ kN/m}$$

$$\text{E.L.U. } 2_y = 1,35 \cdot 0,065 + 1,5 \cdot 0,216 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0 = 0,411 \text{ kN/m}$$

$$\text{E.L.U } 3_y = 0,8 \cdot 0,065 + 1,5 \cdot 0 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,216 = 0,214 \text{ kN/m}$$

$$\text{E.L.U } 4_y = 0,8 \cdot 0,065 + 1,5 \cdot 0 = 0,052 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,y} = M_{\max,y} = \frac{4,188 \cdot 5^2}{8} \cdot 10^6 = 13087500 \text{ N.mm}$$

$$W_{Ed,y} = 13087500 \cdot \frac{1,05}{275} = 49970,45 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,y} \geq W_{Ed,y} \quad ; \quad W_{el,y} = 62820 \text{ mm}^3$$

$$M_{Ed,z} = M_{\max,z} = \frac{0,737 \cdot 5^2}{32} \cdot 10^6 = 575781,25 \text{ N.mm}$$

$$W_{Ed,z} = 575781,25 \cdot \frac{1,05}{275} = 2198,43 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,z} \geq W_{Ed,z} \quad ; \quad W_{el,z} = 11080 \text{ mm}^3$$

$$M_{el,Rdy} = 72680 \cdot \frac{275}{1,05} = 19035238,1 \text{ N.mm}$$

$$M_{el,Rdz} = 11190 \cdot \frac{275}{1,05} = 2930714,28 \text{ N.mm}$$

$$\frac{13087500}{19035238,1} + \frac{575781,25}{2930714,28} \leq 1 \quad ; \quad 0,884 \leq 1$$

$$f = 2,48 \cdot 10^{-8} \cdot 4,188 \cdot \frac{5000^2}{9084400} \leq \frac{5000}{300} = 16,67 \quad ; \quad 2,858 \cdot 10^{-7} \leq 16,67$$

El perfil estudiado cumple con los requisitos de E..L.U y E.L.S.

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche		
G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ²	h ₁ mm	d mm	Ø	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t	
						x 10 ²								
IPE 80 A**	5,0	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE A 100**	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,78	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE A 120*	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE A 140*	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE A 160*	12,7	157	82	4	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE A 180*	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164	146	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180*	21,3	182	92	6	9	9	27,1	164	146	M 10	50	50	0,705	33,12
IPE A 200*	18,4	197	100	4,5	7	12	23,5	183	159	M 10	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	M 10	54	58	0,768	34,36
IPE O 200*	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32,0	183	159	M 10	56	60	0,779	31,05
IPE A 220*	22,2	217	110	5	7,7	12	28,3	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	M 12	60	62	0,848	32,36
IPE O 220*	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	M 10	58	66	0,858	29,24

Tabla 2.7.1: Características del perfil IPE

En la página siguiente se encuentra la tabla 2.7.2 donde se especifican las características del tubo estructural cuadrado.

Dimensiones		Peso p (kg/m)	Sección A (cm ²)	EJE X				Inercia a la torsión IT (cm ⁴)
H x B (mm)	e (mm)			Momento de Inercia Ix (cm ⁴)	Momento resistente Wx (cm ³)	Módulo de plasticidad Sx (cm ³)	Radio de giro ix (cm)	
50 x 50	2,5	3,54	4,51	17,9	7,16	8,47	1,99	26,8
	3,0	4,22	5,37	20,8	8,34	9,95	1,97	31,1
	4,0	5,52	7,03	26,2	10,46	12,73	1,93	38,9
	5,0	6,78	8,64	30,8	12,30	15,25	1,89	46,6
60 x 60	2,0	3,60	4,58	26,0	8,68	10,10	2,38	39,0
	3,0	5,32	6,78	37,1	12,38	14,63	2,34	55,6
	4,0	7,00	8,92	47,1	15,69	18,85	2,30	70,2
	5,0	8,63	10,99	55,9	18,64	22,75	2,26	83,2
70 x 70	2,0	4,34	5,53	42,0	11,99	13,88	2,76	62,9
	3,0	6,43	8,20	60,3	17,22	20,21	2,71	90,2
	4,0	8,48	10,80	76,9	21,98	26,17	2,67	115,0
	5,0	10,48	13,35	92,1	26,31	31,75	2,63	137,3
75 x 75	2,0	4,54	5,78	51,9	13,84	15,99	3,00	77,8
	3,0	6,73	8,57	74,8	19,94	23,34	2,95	112,0
	4,0	8,87	11,30	95,7	25,53	30,28	2,91	143,2
	5,0	10,97	13,97	114,9	30,64	36,81	2,87	171,5
80 x 80	2,0	4,83	6,15	63,3	15,83	18,26	3,21	94,9
	3,0	7,17	9,14	91,4	22,86	26,69	3,16	137,0
	4,0	9,47	12,06	117,4	29,35	34,69	3,12	175,6
	5,0	11,71	14,92	141,3	35,31	42,25	3,08	210,9
	6,0	13,90	17,71	163,2	40,79	49,39	3,04	243,1
	7,0	16,04	20,44	183,1	45,65	55,99	2,99	273,8
90 x 90	2,0	5,57	7,10	90,9	20,20	23,24	3,58	136,3
	3,0	8,28	10,55	131,9	29,30	34,07	3,54	197,6
	4,0	10,94	13,94	170,0	37,77	44,41	3,49	254,4
	5,0	13,56	17,27	205,4	45,65	54,25	3,45	307,1
	6,0	16,12	20,54	238,3	52,95	63,61	3,41	355,6
	7,0	18,63	23,76	268,7	59,65	71,49	3,36	400,4
100 x 100	3,0	9,02	11,49	182,7	36,54	42,35	3,99	273,8
	4,0	11,93	15,20	236,3	47,27	55,33	3,94	353,9
	5,0	14,79	18,84	286,6	57,32	67,75	3,90	428,7
	6,0	17,60	22,42	333,6	66,72	79,63	3,86	498,4
	7,0	20,36	25,94	377,5	75,50	90,99	3,82	563,0
	8,0	23,07	29,40	418,3	83,69	101,21	3,77	624,4
110 x 110	3,0	9,76	12,43	245,2	44,58	51,53	4,44	367,5
	4,0	12,92	16,45	318,1	57,83	67,45	4,40	476,4
	5,0	16,02	20,41	386,8	70,32	82,75	4,35	578,8
	6,0	19,08	24,30	451,4	82,08	97,45	4,31	674,9
	7,0	22,09	28,13	512,3	93,14	111,57	4,27	764,9
	8,0	25,06	31,91	570,3	103,59	125,11	4,22	849,9
120 x 120	3,0	10,87	13,85	320,5	53,42	61,61	4,81	480,5
	4,0	14,40	18,34	416,7	69,46	80,77	4,77	624,4
	5,0	17,87	22,77	507,9	84,65	99,25	4,72	760,4
	6,0	21,30	27,13	594,3	99,04	117,07	4,68	888,9
	7,0	24,67	31,43	675,9	112,66	134,25	4,64	1010,0
	8,0	27,99	35,68	752,7	125,11	150,81	4,59	1126,1
125 x 125	3,0	11,24	14,32	363,4	58,14	66,99	5,04	544,8
	4,0	14,89	18,97	472,9	75,67	87,88	4,99	708,6
	5,0	18,49	23,55	577,0	92,32	108,06	4,95	864,0
	6,0	22,04	28,07	675,8	108,12	127,56	4,91	1011,1
	7,0	25,54	32,53	769,4	123,11	146,37	4,86	1150,1
	8,0	29,00	36,94	858,0	136,88	164,59	4,81	1280,0
127 x 127	3,0	11,54	14,70	381,5	60,09	69,21	5,10	572,0
	4,0	15,28	19,47	496,8	78,23	90,81	5,05	744,3
	5,0	18,98	24,18	606,3	95,48	111,69	5,01	907,9
	6,0	22,63	28,83	710,4	111,87	131,88	4,96	1062,9
	7,0	26,23	33,41	809,1	127,42	151,37	4,92	1209,6
	8,0	29,79	37,94	902,3	142,31	170,21	4,87	1349,9
135 x 135	3,0	11,98	15,26	460,2	68,18	78,42	5,49	690,0
	4,0	15,87	20,22	600,0	89,90	103,00	5,45	899,2
	5,0	19,72	25,12	733,4	108,65	126,81	5,40	1098,5
	6,0	23,52	29,96	860,5	127,49	149,88	5,36	1288,0
	7,0	27,26	34,73	981,6	145,42	172,20	5,32	1468,0
	8,0	30,96	39,45	1097,7	162,31	194,59	5,27	1639,9
140 x 140	4,0	16,86	21,48	671,4	95,91	111,01	5,59	1006,2
	5,0	20,95	26,69	821,3	117,32	136,75	5,55	1230,2
	6,0	25,00	31,84	964,4	137,77	161,71	5,50	1443,7
	7,0	28,99	36,93	1100,9	157,28	185,91	5,46	1646,8
	8,0	32,93	41,95	1231,2	175,88	209,34	5,42	1840,0
	9,0	36,83	46,91	1356,3	192,81	231,99	5,37	1999,9
150 x 150	4,0	18,14	23,11	830,5	110,74	127,93	5,99	1244,9
	5,0	22,55	28,73	1017,4	135,66	157,75	5,95	1524,3
	6,0	26,92	34,29	1196,5	159,53	186,73	5,91	1791,6
	7,0	31,23	39,78	1367,9	182,39	214,89	5,86	2046,9
	8,0	35,50	45,22	1531,9	204,26	242,22	5,82	2290,6
	9,0	39,73	50,61	1689,4	225,11	268,99	5,77	2524,9
160 x 160	4,0	19,33	24,62	1013,0	126,63	146,05	6,41	1518,6
	5,0	24,03	30,62	1242,6	155,32	180,25	6,37	1861,9
	6,0	28,69	36,55	1463,1	182,89	213,55	6,33	2191,4
	7,0	33,30	42,42	1674,9	209,36	245,97	6,28	2507,1
	8,0	37,86	48,23	1878,2	234,77	277,50	6,24	2809,4
	9,0	42,37	53,99	2073,9	259,11	309,11	6,19	3099,9
175 x 175	5,0	26,39	33,61	1639,1	187,32	216,81	6,98	2456,5
	6,0	31,52	40,15	1933,2	220,93	257,16	6,94	2896,1
	7,0	36,60	46,62	2216,6	253,33	296,52	6,90	3319,1
	8,0	41,63	53,03	2489,7	284,53	334,92	6,85	3726,0

a

CORREA	Ref.	H m.m	B m.m	e m.m	c m.m	Y _y m.m	X _M m.m	S cm ²	Peso Kg/m	I _{xx} cm ⁴	W _{xx} cm ³	I _{yy} cm ⁴	W _{yy} cm ³	I _{xy} cm ⁴
*C-100x2	R-7602/2	100	50	2	15	32,78	40,31	4,32	3,39	68,84	13,77	3,99	14,88	4,54
C-100x2,5	R-7602/2,5	100	50	2,5	15	32,82	39,65	5,32	4,17	83,62	16,70	3,96	17,80	5,42
*C-120x2	R-7603/2	120	50	2	15	34,15	37,78	4,72	3,70	105,23	17,54	4,72	15,85	4,64
C-120x2,5	R-7603/2,5	120	50	2,5	15	34,19	37,13	5,82	4,57	128,01	21,34	4,69	18,96	5,55
*C-140x2	R-7604/2	140	70	2	19	46,57	55,73	5,99	4,70	189,37	27,05	5,62	40,20	8,63
C-140x2,5	R-7604/2,5	140	70	2,5	19	46,58	55,12	7,43	5,83	232,76	33,25	5,60	48,93	10,51
*C-160x2	R-7605/2	160	70	2	19	47,97	53,16	6,39	5,02	257,84	32,23	6,35	42,08	8,77
C-160x2,5	R-7605/2,5	160	70	2,5	19	47,98	52,58	7,93	6,22	317,30	39,66	6,32	51,24	10,68
C-180x2	R-7606/2	180	70	2	19	49,21	50,88	6,79	5,33	339,10	37,68	7,06	43,75	8,89
C-180x2,5	R-7606/2,5	180	70	2,5	19	49,21	50,29	8,43	6,61	417,69	46,41	7,04	53,27	10,83
C-180x3	R-7606/3	180	70	3	19	49,21	49,70	10,04	7,88	493,87	54,88	7,01	62,25	12,65
*C-200x2	R-7607/2	200	70	2	19	50,31	48,79	7,19	5,65	433,94	43,39	7,77	46,23	8,99
C-200x2,5	R-7607/2,5	200	70	2,5	19	50,30	48,22	8,93	7,01	534,95	53,50	7,74	55,07	10,95
C-200x3	R-7607/3	200	70	3	19	50,29	47,84	10,65	8,34	633,03	63,30	7,71	64,36	12,80
*C-225x2,5	R-7608/2,5	225	70	2,5	19	51,51	45,88	9,56	7,50	706,76	62,82	8,6	57,06	11,08
C-225x3	R-7608/3	225	70	3	19	51,49	45,31	11,39	8,94	837,07	74,41	8,57	66,69	12,95
C-225x4	R-7608/4	225	70	4	19	51,45	44,18	15,00	11,77	1088,90	96,62	8,51	84,30	16,38
C-250x2,5	R-7609/2,5	250	70	2,5	19	52,56	43,78	10,18	7,99	908,44	72,68	9,45	58,81	11,19
C-250x3	R-7609/3	250	70	3	19	52,54	43,22	12,14	9,53	1076,70	86,14	9,42	68,73	13,08
C-250x4	R-7609/4	250	70	4	19	52,49	42,13	16,00	12,56	1410,00	112,01	9,36	86,88	16,55
C-300x2,5	R-7610/2,5	300	70	2,5	19	54,34	40,15	11,43	8,97	1409,20	93,95	11,10	61,73	11,36
*C-300x3	R-7610/3	300	70	3	19	54,29	39,63	13,64	10,71	1672,20	111,48	11,07	72,15	13,29
C-300x4	R-7610/4	300	70	4	19	54,21	38,58	18,00	14,13	2179,80	145,32	11,01	91,18	16,82

Tabla 2.7.3 : Características del perfil laminado en frío C.

CORREA	Ref.	H m.m	B m.m	e m.m	c m.m	Y _y m.m	X _M m.m	S cm ²	Peso Kg/m	I _{xx} cm ⁴	W _{xx} cm ³	I _{yy} cm ⁴	W _{yy} cm ³	I _{xy} cm ⁴
*M-120x2	R-7611/2	120	70	2	22	39,04	34,96	6,04	4,72	140,12	23,32	4,82	29,38	7,44
M-120x2,5	R-7611/2,5	120	70	2,5	22	39,63	34,93	7,48	5,87	171,86	28,50	4,79	35,85	9,04
*M-140x2	R-7612/2	140	70	2	22	40,10	31,71	6,46	5,06	200,70	28,56	5,58	29,67	7,40
M-140x2,5	R-7612/2,5	140	70	2,5	22	40,15	31,33	8,00	6,27	246,63	35,09	5,55	36,18	9,01
*M-160x2	R-7613/2	160	70	2	22	40,55	29,03	6,84	5,37	273,99	34,21	6,33	29,92	7,39
M-160x2,5	R-7613/2,5	160	70	2,5	22	40,59	28,60	8,49	6,67	337,29	42,02	6,30	36,48	8,99
*M-180x2	R-7614/2	180	70	2	22	40,97	26,82	7,24	5,69	361,25	40,03	7,06	30,15	7,36
*M-180x2,5	R-7614/2,5	180	70	2,5	22	40,99	26,40	9,00	7,06	444,94	48,30	7,03	36,74	8,96
M-180x3	R-7614/3	180	70	3	22	41,02	25,97	10,72	8,41	526,05	58,27	7,01	42,98	10,48
*M-200x2	R-7615/2	200	70	2	22	41,34	25,01	7,65	6,00	462,59	46,22	7,78	30,35	7,35
M-200x2,5	R-7615/2,5	200	70	2,5	22	41,35	24,59	9,49	7,45	570,30	56,98	7,75	36,98	8,96
M-200x3	R-7615/3	200	70	3	22	40,86	24,25	11,31	8,88	674,91	67,43	7,72	43,25	10,47
M-225x2,5	R-7616/2,5	225	70	2,5	22	41,74	22,71	10,11	7,94	754,07	66,89	8,63	37,24	8,92
M-225x3	R-7616/3	225	70	3	22	41,27	22,40	12,06	9,47	993,18	79,34	8,61	43,54	10,45
M-225x4	R-7616/4	225	70	4	22	41,19	21,53	15,88	12,47	1160,10	103,03	8,54	55,11	13,23
M-275x2,5	R-7617/2,5	275	70	2,5	22	42,02	19,97	11,36	8,92	1218,40	137,67	10,35	37,68	8,97
*M-275x3	R-7617/3	275	70	3	22	41,96	19,54	13,56	10,65	1445,20	105,05	10,32	44,04	10,41
M-275x4	R-7617/4	275	70	4	22	42,33	18,47	17,88	14,04	1882,30	136,81	10,26	55,69	13,18

Tabla 2.7.4 : Características del perfil laminado en frío M

3. CÁLCULOS DE LOS CERRAMIENTOS LATERALES.

En este punto se ha calculado todos los elementos que componen los cerramientos de las fachadas.

3.1. Hipótesis principales sin ponderar.

Hipótesis viento presión: $0,845 \text{ kN/m}^2$

Hipótesis viento succión: $(-0,877) \text{ kN/m}^2$

La peor hipótesis es la de viento succión, se ha cambiado las unidades por el uso de la tabla de utilización del panel sandwich. (Tabla 3.2.1).

$$0,877 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{1000 \text{ kp}}{9,81 \text{ kN}} = 89,39 \text{ kp/m}^2$$

3.2. Elección del elemento de cerramiento.

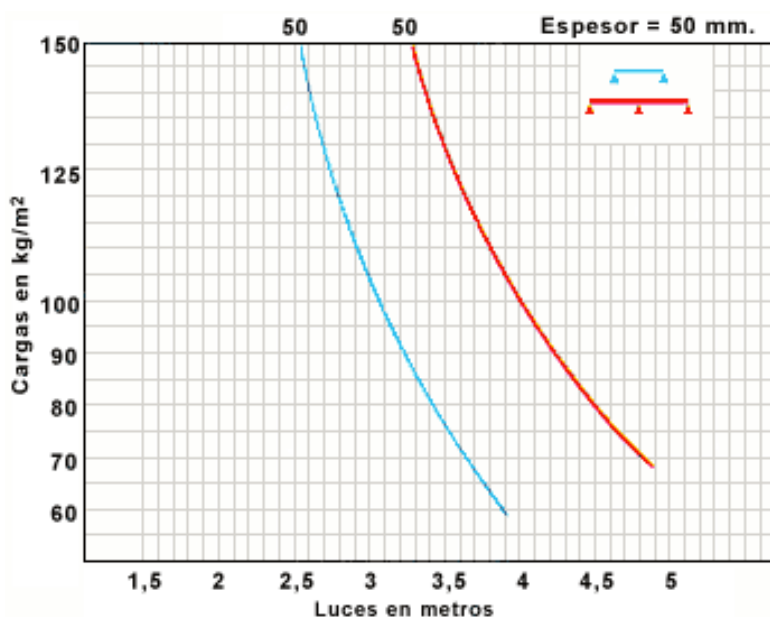


Tabla 3.2.1: Tabla de utilización del panel Plus Perfrisa

DIMENSIONES Y PESOS	
Espesor nominal	50 mm.
Ancho de panel	900 / 600 mm.
Longitud del panel	Máximo aconsejable 8 m
Pesos (Panel standard de 900 mm.)	9,77 Kg./m ² Ext. Aluminio / Int. Acero
	8,4 Kg /m ² Ext. Aluminio / Int. Acero

Tabla 3.2.1: Características panel Plus Perfrisa

La altura total de fachada es 7,355 m, se le ha restado 3,105 m de muro de piezas de hormigón. La luz, en este caso, es la distancia entre apoyos de la chapa perfilada.

Longitud cubrimiento/ N° de tramos = Luz (m)

Comprobación con 1 tramo y 2 apoyos:

$$4,25\text{m} / 1 = 4,25 \text{ m} = \text{Luz}$$

Con un espesor de 50 mm, la luz máxima admisible indicada en la tabla por 90 kp/m², aproximadamente es 3,2 m.

$$4,25 \text{ m} > 3,2 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

Comprobación con 2 tramos y 3 apoyos:

$$4,25 \text{ m.} = \text{Luz}$$

Con un espesor de 50 mm, la luz máxima admisible indicada en la tabla por 90 kp/m², aproximadamente es 4,25 m. Cumple la curva de la tabla utilización del panel.

3.3. Elección del elemento soporte.

Dentro de los múltiples perfiles de acero de distintas características, que hay en el mercado se debe elegir el óptimo respecto a la cantidad de material.

Primero se ha calculado las acciones generales que afectan a la fachada, posteriormente se valoran los estados límites últimos y los estados límites de servicio para comprobar la resistencia y la flecha máxima respectivamente.

3.4. Cálculo de las acciones.

Peso propio:

$$G_{\text{panel}} = 9,77 \text{ Kg/m}^2 \cdot \frac{9,81 \text{ KN}}{1000 \text{ kg}} = 0,095 \text{ kN/m}^2$$

Ponderamos el valor G_{correa} con 10 kg /m, menos de la que se ha ponderado en la correa de la cubierta , porque hay menos sollicitación de esfuerzos.

$$G_{\text{correa}} = 10 \text{ kg/m} \cdot \frac{9,81 \text{ KN}}{1000 \text{ kg}} = 0,098 \text{ kN/m}$$

$$G_z = 0 \text{ kN/m}$$

$$G_y = (0,095 \cdot L_{\text{uz}} + 0,098) = 0,501 \text{ kN/m}$$

Viento:

Se ha escogido las peores hipótesis, en caso de succión y presión respectivamente.

$$Q_{vz1} = (-0,85 \cdot L_{uz}) \quad [\text{kN/m}]$$

$$Q_{vz2} = (0,845 \cdot L_{uz}) \quad [\text{kN/m}]$$

Los siguientes estados limites se ha calculado con la formula 4.3 del DB-SE, la Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones y Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ).

3.5. Estados limites últimos (E.L.U.):

$$\text{E.L.U. } 1_y = 1,35 \cdot G_y = 0,676 \text{ kN/m}$$

$$\text{E.L.U. } 1_z = 1,5 \cdot Q_{vz1} = (-5,418) \text{ kN/m}$$

$$\text{E.L.U. } 2_z = 1,5 \cdot Q_{vz2} = 5,386 \text{ kN/m}$$

El más desfavorable es el E.L.U. 1 y se ha utilizado para el cálculo de los momentos en los respectivos ejes. El E.L.U 3 se ha tenido en cuenta más adelante en las fijaciones de la cubierta.

3.6. Cálculo de los momentos.

$$M_{Ed,y} = K_1 \cdot P_z \cdot s^2 \quad \text{s: luz entre pórticos.}$$

$$M_{Ed,z} = K_1 \cdot P_y \cdot \left(\frac{s}{n} \right)^2$$

Coeficientes	Número de vanos (m)					
	1 (*)	2 (**)	3 (**)	4 (**)	5 (**)	6 o más (**)
k₁	0,125(*)	0,125	0,10	0,1071	0,1052	0,1058
k₂ n = 1	0,125(*)	0,125	0,10	0,1071	0,1052	0,1058
n = 2	0,125	0,072	0,077	0,077	0,077	0,077
n = 3	0,025	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086
n = 4	0,071	0,083	0,083	0,083	0,083	0,083
k₃	6,20	2,48	3,22	3,01	3,07	3,05

(*) momento en la sección intermedia del vano
(**) momento en la sección del primer apoyo interior de los vanos
n número de vanos, en el plano del faldón, formados por las tirantillas

Tabla 3.6.1: Coeficientes K1 y K2

De la tabla anterior se ha escogido el valor 0,125 por la K₁ porque m (numero de vanos) es 2 y el valor de k₂ = 0,125 porque m = 2 y n = 1. El K₃ tiene un valor de 2,48.

$$M_{Ed,y} = M_{max,y} = 0,125 \cdot P_z \cdot L^2 \cdot 10^6 = \frac{ELU1_z \cdot 5^2}{8} \cdot 10^6 \quad (\text{N.mm})$$

$$M_{Ed,z} = M_{max,z} = 0,125 \cdot P_y \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2 \cdot 10^6 = \frac{ELU1_y \cdot 5^2}{32} \cdot 10^6 \quad (\text{N.mm})$$

Predimensionado: Flexión simple eje fuerte (y)

$$W_{el,y} \geq M_{Ed,y} \cdot \frac{\gamma_{Mo}}{f_y} = M_{Ed,y} \cdot \frac{1,05}{275} \quad (\text{mm}^3)$$

Predimensionado: Flexión simple eje débil (z).

$$W_{el,z} \geq M_{Ed,z} \cdot \frac{\gamma_{Mo}}{f_y} = M_{Ed,z} \cdot \frac{1,05}{275} \quad (\text{mm}^3)$$

3.7. Comprobación E.L.U: Flexión desviada.

Modulo resistente elástico (W_{el}): Se adquirido de las tablas de características de los perfiles utilizados. El valor $W_{Rd,y}$ es el obtenido de las tablas.

$$M_{el,Rdy} = W_{Rd,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} = W_{el,y} \cdot \frac{275}{1,05} \quad [\text{N.mm}]$$

$$M_{el,Rdz} = W_{Rd,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} = W_{el,z} \cdot \frac{275}{1,05} \quad [\text{N.mm}]$$

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{el,Rdz}} \leq 1$$

3.8. Comprobación ELS: Flecha.

$$f = K_3 \cdot 10^{-8} \cdot P_z \cdot \frac{L^2}{I_y} \leq \frac{L}{300} \quad ; \quad P_z [\text{kN/m o N/mm}] ; \quad I_y [\text{mm}^4]$$

$$L(\text{mm})f = 2,48 \cdot 10^{-8} \cdot ELU1_z \cdot \frac{5000^2}{I_y} \leq \frac{5000}{300} = 16,67$$

Comprobaciones con distintos tipos de perfiles:

Se ha buscado los perfiles con mayor modulo resistente en respectivos ejes y se ha

anotado en la tabla siguiente las distintas soluciones. Para que el perfil elegido sea valido deber cumplir las comprobaciones ELU y ELS.

TRA - MOS	LUZ (m)	W _{el,y} (mm ³)	W _{el,z} (mm ³)	Perfil	≤1	f≤16,67	Peso lineal(Kg/m)	Peso total (Kg)
2	2.125	33355	1207.6	C-200x2	0.903	3.99E-08	5.65	1695
2	2.125	33355	1207.6	M-180x2	0.997	4.8E-08	5.69	1707
2	2.125	33355	1207.6	Z-200x2	0.901	3.99E-08	5.65	1695
2	2.125	33355	1207.6	100x100	0.946	1.31E-07	9.02	2706
2	2.125	33355	1207.6	-120x60	0.855	5.99E-08	9.02	2706
2	2.125	33355	1207.6	IPE-120	0.769	5.45E-08	10.4	3120
3	1.417	22236	936.61	C-120x2,5	0.931	6.1E-08	4.7	1880
3	1.417	22236	936.61	M-120x2	0.905	5.76E-08	4.72	1888
3	1.417	22236	936.61	Z-120x2,5	0.927	6.08E-08	5.06	2024
3	1.417	22236	936.61	-90x90	0.791	8.76E-08	8.28	3312
3	1.417	22236	936.61	-120x60	0.924	7.4E-08	7.17	2868
3	1.417	22236	936.61	IPE-100	0.812	6.76E-08	8.1	3240
4	1.063	16677	801.12	C-120x2,5	0.926	6.77E-08	4.57	2285
4	1.063	16677	801.12	M-120x2	0.823	6.18E-08	4.72	2360
4	1.063	16677	801.12	Z-120x2,5	0.948	8.4E-08	4.56	2280
4	1.063	16677	801.12	-80x80	0.865	9.53E-08	5.57	2785
4	1.063	16677	801.12	-90x70	0.79	6.39E-08	5.57	2785

Tabla 3.8.1: Comprobación del E.L.S de la correa.

El motivo por el cual se finalizo el calculo de la tabla anterior es el siguiente:

$$\frac{Pesototal_{mínimo}}{N^{\circ} correas \cdot 50 \cdot 2} = \frac{1695Kg}{6 \cdot 50m \cdot 2} = 2,82kg / m$$

Tal como se puede ver en las tablas de los perfiles estudiados no hay ninguno con este peso lineal.

Finalmente el criterio que ha servido para elegir el más óptimo perfil para estas condiciones es el peso total de material, acero, que se necesita para los cerramientos laterales.

$$\text{Peso total} = 2 \text{ Fachadas} \cdot P_{\text{linial perfil}} \cdot (\text{N}^\circ \text{ Tramos} + 1) \cdot 50 \text{ m} \quad (\text{kg})$$

Se ha visto en la tabla anterior el peso mas pequeño es 1599 Kg, que corresponde a la correa Z-180x2 .

3.9. Reiteración de la Z-200x2.

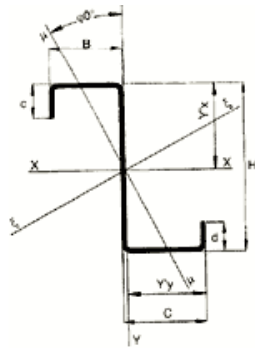


Figura 3.9.1: Correa Z-200x2.

Características:

$$H=200 \text{ mm} \quad C= 76 \text{ mm} \quad B= 66 \text{ mm} \quad S= 719 \text{ mm}^2$$

$$e= 2 \text{ mm} \quad P= 5,65 \text{ kg/m} \quad I_{xx}= 4347800 \text{ mm}^4 \quad I_{yy}= 710800 \text{ mm}^4$$

$$W_{xx}= 43020 \text{ mm}^3 \quad W_{yy}= 9630 \text{ mm}^3$$

$$G_{\text{panel}} = 0,095 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{correa}} = 5,65 \text{ kg/m} \cdot \frac{9,81 \text{ kN}}{1000 \text{ kg}} = 0,055 \text{ kN/m}$$

$$G_z = 0 \text{ kN/m}$$

$$G_y = (0,095 \cdot 2,125 + 0,046) = 0,256 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v_{z1}} = (-0,877 \cdot 2,125) = (-1,863) \text{ kN/m}$$

$$Q_{v_{z2}} = 0,845 \cdot 2,125 = 1,795 \text{ kN/m}$$

$$ELU \ 1_y = 1,35 \cdot 0,247 = 0,346 \text{ kN/m}$$

$$ELU \ 1_z = 1,5 \cdot (-1,863) = (-2,795) \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,y} = \frac{2,795 \cdot 5^2}{8} \cdot 10^6 = 8735742,19 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{Ed,z} = \frac{0,346 \cdot 5^2}{32} \cdot 10^6 = 270922,85 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$W_{Ed,y} = 8732812,5 \cdot \frac{1,05}{275} = 33343,46 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,y} \geq W_{Ed,y} \quad ; \quad W_{el,z} = 9630 \text{ mm}^3$$

$$M_{el,Rdy} = 43020 \cdot \frac{275}{1,05} = 11267142,86 N \cdot mm$$

$$M_{el,Rdz} = 9630 \cdot \frac{275}{1,05} = 2522142,85 N \cdot mm$$

$$\frac{270922,85}{2522142,85} + \frac{8735742,19}{11267142,86} \leq 1 \quad ; \quad 0,882 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$f = 2,48 \cdot 10^8 \cdot 2,795 \cdot \frac{5000^2}{4347800} \leq \frac{5000}{300} = 16,67 ; \quad 3,986 \cdot 10^{-8} \leq 16,67 \rightarrow \text{Cumple}$$

El perfil estudiado cumple con los requisitos de E.L.U. y E.L.S.

4. ESTUDIO DEL PUENTE GRUA.

4.1. Valoración de las reacciones del puente grúa con capacidad portante de 22.250 Kg.

Con el puente grúa se ha estimado un transporte de material en el interior de la nave de una capacidad de 22.250 kg, que es lo equivalente al máximo de carga necesaria de transporte.

Se ha utilizado el catálogo de utilización de un modelo en concreto de puente grúa, de esta manera sabremos las reacciones que debe soportar el perfil que tendrá la función de carril de translación del puente grúa.

Por la extensa magnitud de trabajo del puente grúa se ha escogido de tipo birrail con viga de cajón soldada, modelo **ZLK**.

Observaciones generales respecto al diseño						
Diseño básico	DIN 15018, H2/B3 funcionamiento en interior, sin pasarela en la grúa sin cabina del conductor tensión de funcionamiento 400 V / 50 Hz					
Velocidades de translación de la grúa	EDL : 7.5/30 m/min ELV / ELK / ZLK : 10/40 m/min					
Velocidades de translación del carro	ELV / ELK / EDL / ZLK : 5/20 m/min Estándar – están disponibles otras velocidades					
Flecha	<= 1/750 de la luz					
Frecuencias naturales	ELV / EDL : >= 2.5 Hz ELK / ZLK : véase abajo					
	S [m]	<=	23.0	25.0	28.0	32.0
	FE [Hz]	>=	2.5	2.4	2.3	2.2

Tabla 4.1.1: Características del puente grúa.

Según la tabla de las dimensiones de los puentes grúa birraíles ZLK.

$S = 30 \text{ m}$ $K_1 = 1380 \text{ mm}$ $Z = 190 \text{ mm}$ $H_{\max} = 10000 \text{ mm}$

$R = 4600 \text{ mm}$ $L_K = 2805 \text{ mm}$ $R_{\max} = 181 \text{ kN}$ $R_{\min} = 56,9 \text{ kN}$

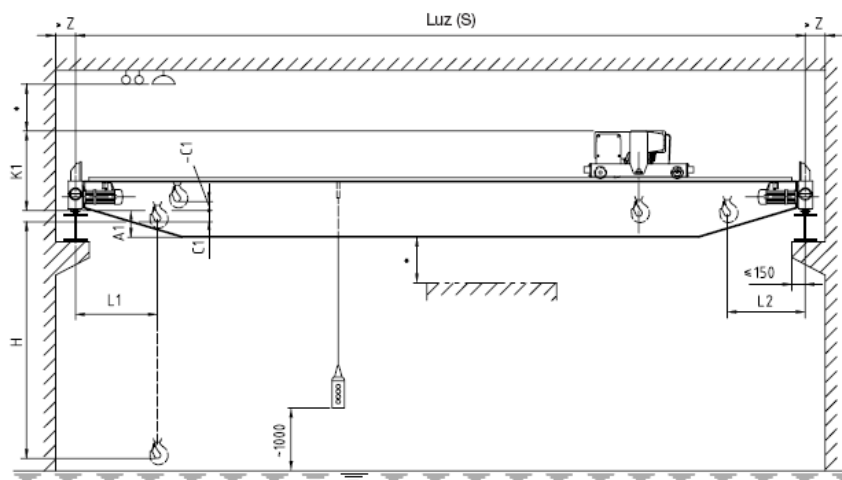
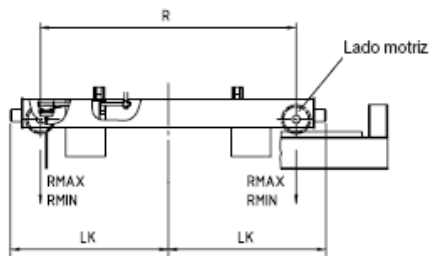


Figura 4.1.1: Representación gráfica del puente grúa.

Carga, Polipasto ¹⁾	S ¹⁾ m	A1 mm	K1 mm	C1 mm	L1 mm	L2 mm	Z min mm	Hmax ¹⁾ mm	R mm	LK mm	Carga rueda kN R max R min	
20 000 kg Polipasto de cable GM 6200 L6 FEM 2m	10	250	1330	-130	820	820	180	10000	2900	1830	109.0	19.7
	14	360	1330	-130	820	820	180	10000	2900	1830	116.0	21.8
	16	460	1330	-130	820	820	180	10000	2900	1865	119.0	23.8
	18	650	1330	-130	820	820	180	10000	2900	1865	123.0	26.1
	20	650	1330	-130	820	820	180	10000	3200	2015	127.0	29.7
	22	900	1330	-130	820	820	180	10000	3200	2015	131.0	32.6
	24	900	1330	-130	820	820	180	10000	3800	2315	134.0	35.0
	26	900	1330	-130	820	820	180	10000	3800	2315	139.0	39.0
	28	860	1380	-180	820	820	190	10000	4100	2515	146.0	44.9
	30	860	1380	-180	820	820	190	10000	4600	2805	152.0	51.0
Polipasto V = 0.8/5 m/min	32	1100	1380	-180	820	820	190	10000	5100	3055	159.0	56.8
	34	1100	1380	-180	820	820	190	10000	5100	3055	162.0	59.7
25 000 kg Polipasto de cable GM 6250 L6 FEM 1Am	10	350	1330	-130	820	820	180	10000	2900	1830	132.0	22.4
	14	600	1380	-180	820	820	190	10000	3000	1930	142.0	26.3
	16	600	1380	-180	820	820	190	10000	3200	2065	146.0	29.0
	18	610	1380	-180	820	820	190	10000	3200	2065	151.0	31.9
	20	850	1380	-180	820	820	190	10000	3200	2065	154.0	33.6
	22	850	1380	-180	820	820	190	10000	3200	2065	158.0	37.2
	24	860	1380	-180	820	820	190	10000	3800	2365	164.0	41.7
	26	860	1380	-180	820	820	190	10000	3800	2365	167.0	44.0
	28	860	1380	-180	820	820	190	10000	4600	2765	174.0	50.0
	30	860	1380	-180	820	820	190	10000	4600	2805	181.0	56.9
Polipasto V = 0.66/4 m/min	32	1110	1380	-180	820	820	190	10000	5100	3055	190.0	64.4
	34	930	1560	-360	820	820	270	10000	5100	3055	201.0	75.1

Tabla 4.1.2: Dimensiones de los puentes grúa birrafiles ZLK (resumen)

Donde (1) es la distancia entre ejes de pilares.

4.2. Cálculo de las acciones del puente grúa sobre el carril guía.

La guía es la conductora de las cuatro ruedas del puente grúa, las reacciones de carga de cada rueda son las acciones del puente grúa sobre el carril. La distancia entre ruedas es 4600 mm. y la carga de cada rueda es 181 kN. como valor máximo, y 56,9 kN , valor mínimo en el eje vertical.

$$R_y = 181 \text{ kN}$$

La reacción de cada rueda en el eje horizontal es la especificada a continuación:

$$V_{\text{carro}} = \frac{18\text{m}}{1\text{min}} \cdot \frac{1\text{min}}{60\text{s}} = 0,3333\text{m/s}$$

$$R_x = m_{\text{total carro}} \cdot a_{\text{carro}} = (m_{\text{carro}} + m_{\text{capacidad}}) \cdot \frac{V_{\text{carro}}}{\text{tiempo estimado}} = (2500\text{kg} + 22250\text{kg}) \cdot \frac{0,3333\text{m/s}}{1\text{s}} = 8250 \text{ N}$$

$$R_x = 9166,66 \text{ N/2 ruedas} = 4583,33\text{N}$$

La reacción de la aceleración del puente grúa en el eje longitudinal a la guía no se ha tenido en cuenta en el dimensionamiento de la sección de la guía, más adelante se calcularán para reforzar la nave con entramados laterales y contravientos.

Las reacciones del puente grúa se consideran como acciones variables y se les aplica un coeficiente de seguridad 1,5 según el Documento Básico SE Seguridad Estructural.

El peso propio del carril también se ha tenido en cuenta, primero se ha estimado un valor con el que se ha comprobado los E.L.S. y E.L.U.

4.3. Combinación de acciones para el dimensionamiento y la comprobación de los E.L.U y E.L.S de la guía.

La guía del puente grúa está dividida en tramos de 10 m, cada uno dividido en dos vanos de 5 m.

Las acciones consideradas han sido las siguientes, se ha de prestar atención especial debido a que las fuerzas en las distintas ilustraciones no están representadas a la misma escala:

Acciones permanentes: Peso propio 650,4 N, es el peso lineal de un IPE 400 que se ha estimado que podría cumplir con las exigencias.

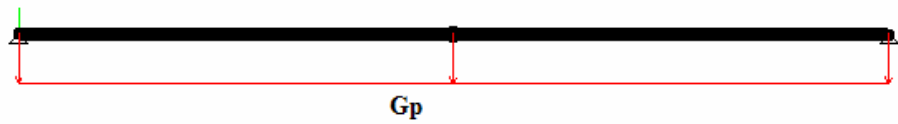


Figura 4.3.1: Peso propio guía.

ACCIONES VARIABLES: acciones del puente grúa con las siguientes hipótesis:

Hipótesis 1:

La situación de la primera rueda del puente grúa coincide con el primer punto de apoyo de la guía.



Figura 4.3.2: Reacciones eje vertical (y).

Hipótesis 2: La situación de las ruedas del puente grúa está centrada respecto al punto de apoyo central.

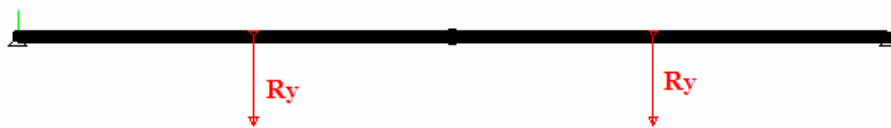


Figura 4.3.3: Reacciones eje vertical.

Hipótesis 3: La primera rueda del puente grúa está a 4.000 mm. del principio del tramo.

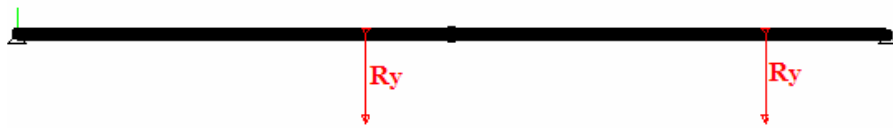


Figura 4.3.4: Reacciones en eje vertical.

Para las comprobaciones referente a la capacidad portante de la guía, se han combinado las acciones, según el apartado 4.2.2 del DB-SE y los coeficientes de la tabla 4.1 (DB-SE) .

Situación persistente o transitoria 1:

$1,35 \cdot \text{Peso propio} + 1,5 \cdot \text{Hipótesis 1}$

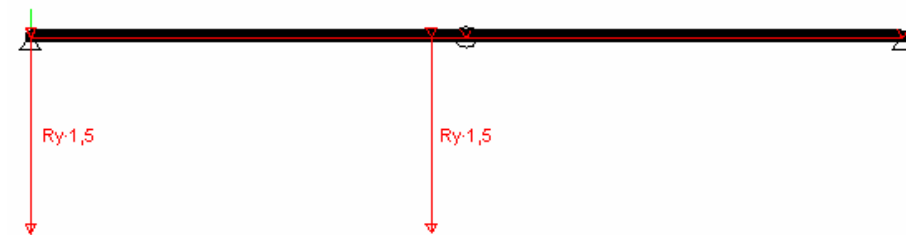


Figura 4.3.5: Representación con el programa Cestri de la situación 1.

Situación persistente 2 o transitoria:

$1,35 \cdot \text{Peso propio} + 1,5 \cdot \text{Hipótesis 2}$

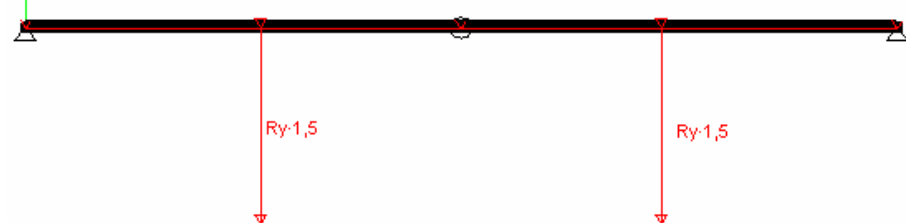


Figura 4.3.6: Representación con el programa Cestri de la situación 2.

Situación persistente o transitoria 3:

1,35· Peso propio + 1,5· Hipótesis 2

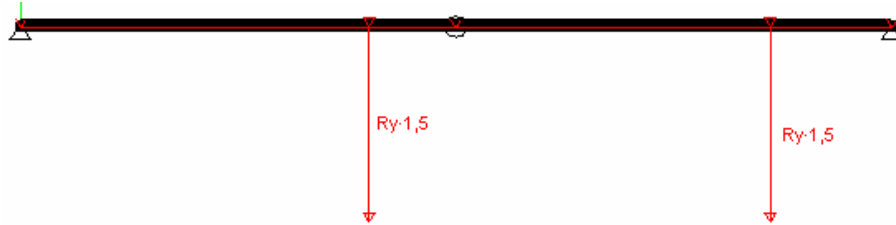


Figura 4.3.7: Representación con el programa Cestri de la situación 3.

Siguiendo el apartado 4.3 del D.B-SE se ha comprobado la aptitud al servicio de la guía.

Combinación característica 1:

Peso propio + Hipótesis 1

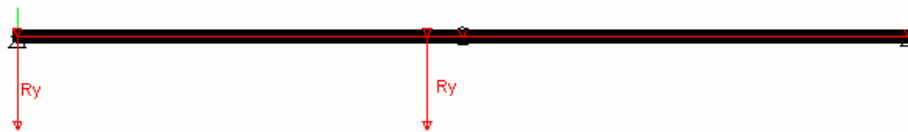


Figura 4.3.8: Representación con el programa Cestri de la combinación 1.

Combinación característica 2:

Peso propio + Hipótesis 2



Figura 4.3.9: Representación con el programa Cestri de la combinación 2.

Combinación característica 3:

Peso propio + Hipótesis 3



Figura 4.3.10: Representación con el programa Cestri de la combinación 3.

4.4. Efecto de las acciones sobre la viga carril y elección del perfil:

Para el cálculo del efecto de las acciones se ha utilizado el programa Cestri que permite el análisis de estructuras en tres dimensiones. Así se han obtenido los valores de axil, cortante y flector para las diferentes combinaciones de hipótesis consideradas.

Valorando los peores puntos por cada combinación, se ha obtenido una envolvente de valores máximos para cada punto con un valor de peso propio de 650,40 N.

Combinación de hipótesis	Punto (x,y,z)		Qy (N)	Qz (N)	My (N·mm)	Mz (N·mm)
	(mm)	N(N)				
Situación persistente 1	0,0,0	0	-13774,78	57,814723	0	0
Situación persistente 1	4600,0	0	261764,22	-6129,549	-265947,727	54074284,7
Situación persistente 1	5000,0,0	0	262115,44	-6129,549	2185871,754	-50701646,9

Combinación de hipótesis	Punto (x,y,z) (mm)	N(N)	Qy (N)	Qz (N)	My (N·mm)	Mz (N·mm)
Situación persistente 1	10000,0,0	0	-7945,219	-6,02E-08	0	0
Situación persistente 2	0,0,0	0	-74607,07	1662,7425	0	0
Situación persistente 2	4600,0	0	200931,93	-4524,621	4107374,7	-181947179
Situación persistente 2	5000,0,0	0	201283,15	-4524,621	5917223,072	-262390199
Situación persistente 2	8600,0,0	0	73377,808	-1,66E+03	-2327839,52	103589411,1
Situación persistente 2	10000,0,0	0	74607,07	-1,66E+03	0	0
Situación persistente 3	0,0,0	0	-18883,32	346,49235	0	0
Situación persistente 3	4600,0	0	256655,67	-5840,871	2118553,179	-85326412,7
Situación persistente 3	5000,0,0	0	257006,89	-5840,871	4454901,602	-188058926
Situación persistente 3	8600,0,0	0	158834,06	-3,66E+03	-5119216,56	223228168,7
Situación persistente 3	10000,0,0	0	160063,32	-3,66E+03	0	0
Envolvente 1	0,0,0	0	-74607,07	1662,7425	0	0
Envolvente 2	4600,0	0	261764,22	-6129,549	4107374,7	-181947179
Envolvente 3	5000,0,0	0	262115,44	-6129,549	5917223,072	-262390199
Envolvente 4	8600,0,0	0	158834,06	-3,66E+03	-5119216,56	223228168,7
Envolvente 5	10000,0,0	0	160063,32	-3,66E+03	0	0

Tabla 4.4.1: Valores obtenidos de la guía con el programa Cestri.

La peor envolvente de los valores de esfuerzos se da en el punto 5000,0,0 mm , por los valores máximos en los valores de cortante y flexión en los dos ejes respectivos.

Se ha comprobado la sección en el punto 5000,0,0 con las distintas series de perfiles, a continuación se muestra la tabla donde se especifica cual es el canto mínimo del perfil y el porcentaje de cumplimiento de cada uno de los E.L.U. del apartado 6.2 del DB-SE-A, considerando las secciones como de clase 3 (solamente la zona elástica).

El peso propio se ha actualizado con el correspondiente de cada perfil, se han recalculado los esfuerzos con el Cestri, y se ha hecho las comprobaciones con una segunda iteración (recalculando con el Cestri) obteniendo los valores correctos de los esfuerzos.

El primer perfil de cada serie no se ha iterado dos veces, se ha comprobado con el peso propio del IPE 400 (650,4 N/m).

Perfil	Peso		N(N)	Qy(N)	Qz(N)	My(N·mm)	Mz(N·mm)
	lineal(kg/m)	Hipótesis					
IPE 400	66,3	Envolvente 3	0	262115,44	-6129,549	5917223,072	-262390198,8
IPE 450	77,6	Envolvente 3	0	262583,29	-6129,549	5917223,072	262857969
IPN 360	76,2	Envolvente 3	0	262115,44	-6129,549	5917223,072	-262390198,8
IPN 380	84	Envolvente 3	0	262848,16	-6129,549	5917223,072	263122839
HEB 240	83,2	Envolvente 3	0	262115,44	-6129,549	5917223,072	-262390198,8
HEB 260	93	Envolvente 3	0	263219,96	-6129,549	5917223,072	263495619
HEA 280	76,4	Envolvente 3	0	262115,44	-6129,549	5917223,072	-262390198,8
HEA 300	88,3	Envolvente 3	0	263033,57	-6129,549	5917223,072	263300400
HEM 200	103	Envolvente 3	0	262115,44	-6129,549	5917223,072	-262390198,8
HEM 220	117	Envolvente 3	0	264213,71	-6129,549	5917223,072	264488391

Tabla 4.4.2: Comprobaciones con distintas series de perfiles.

PORCENTAJES							
Perfil	Flexión simple y	Flexión simple z	Flexión esviada	Cortante y	Cortante z	Flexión y cortante (y)	Flexión y cortante (z)
	(eje débil)	(eje fuerte)		(eje fuerte)	(eje débil)		
IPE 400	15,474681	86,3666798	101,84	50,390816	0,723426	512,5375	NO INT.
IPE 450	12,836956	66,9093012	79,746	41,05291	0,6415172	NO INT.	NO INT.
IPN 360							
IPN 380	17,246597	79,7341936	96,981	33,390122	0,6228837	NO INT.	NO INT.
HEB 240							
HEB 260	5,0885229	82,4650969	87,554	46,794317	0,3221271	NO INT.	NO INT.
HEA 280							
HEA 300	5,0885229	82,404	87,493	46,761181	0,3221271	NO INT.	NO INT.
HEM 200							
HEM 220	5,0885229	82,7758005	87,864	46,970982	0,3221271	NO INT.	NO INT.

Tabla 4.4.3: Porcentajes de cumplimiento con distintas series de perfiles.

Perfil	Peso lineal(kg/m)
IPE 450	77,6
HEA 300	88,3
IPN 380	84
HEB 260	93
HEM 220	117

Tabla 4.4.4: Pesos lineales.

El perfil con el peso propio más bajo que cumple con las condiciones de E.L.U es el IPE 450.

4.5. Comprobaciones de E.L.U. de la guía con el perfil elegido.

Se ha comprobado los E.L.U con el perfil óptimo IPE 450 :

-Comprobación a cortante, DB SE-A 6.2.4.

Eje z (eje débil):

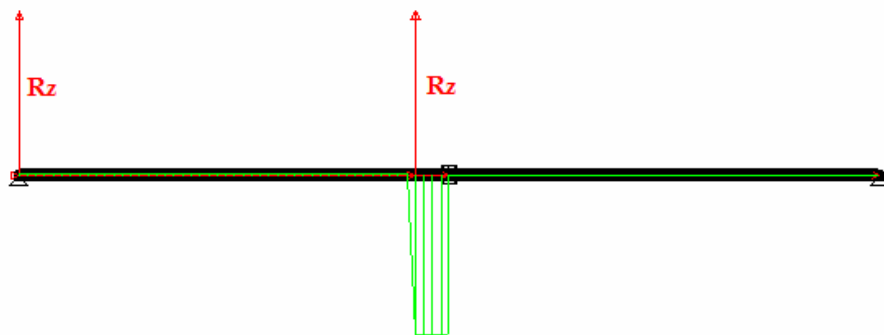


Figura 4.5.1: Representación con el programa Cestri del esfuerzo cortante.

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y}{1,05} = \frac{6319,28}{\sqrt{3}} \cdot \frac{275}{1,05} = 955543,28N > 6129,55N \rightarrow \text{Cumple}$$

Eje y (eje fuerte):

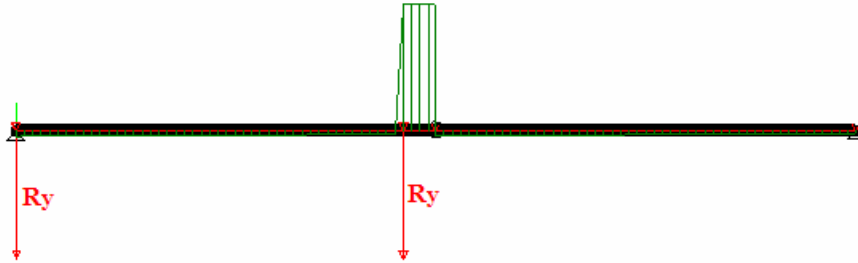


Figura 4.5.2: Representación con el programa Cestri del esfuerzo cortante.

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y}{1,05} = \frac{4230}{\sqrt{3}} \cdot \frac{275}{1,05} = 639621,61N > 262583,28N \rightarrow \text{Cumple}$$

-Comprobación de la sección a flexión simple, DB SE-A 6.2.6:

Eje z (eje fuerte):

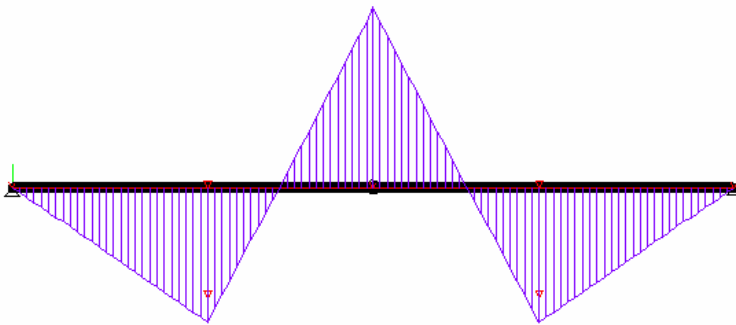


Figura 4.5.3: Representación gráfica del esfuerzo de flexión.

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{1,05} = 1500000 \cdot \frac{275}{1,05} = 392857142,9 N \cdot mm > 2628579969 N \cdot mm$$

→ Cumple

Eje y (eje debil) :

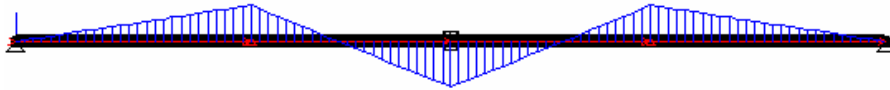


Figura 4.5.4: Representación gráfica del esfuerzo de flexión.

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{1,05} = 176000 \cdot \frac{275}{1,05} = 5917225,23 N \cdot mm > 46095238,1 N \cdot mm$$

→ Cumple

-Comprobación flexión desviada:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} = \frac{5917225,23}{46095238,1} + \frac{262857969}{392857142,9} = 0,797 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

-Comprobación a flexión y cortante, DB SE-A 6.2.8.

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{c,Rd} \quad \text{No interacciona.}$$

Si interacciona se comprueban las siguientes expresiones:

$$M_{Ed} \leq M_{V,Rd} = \left(W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{1,05}$$

$$\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = \left(2 \cdot \frac{101333,76}{120666,206} - 1 \right)^2 = 0,461$$

Eje z :

0,5·639621,61 > 262583,28 **No interacciona.**

Eje y :

0,5·955543,28 > 6129,55 **No interacciona.**

4.6. Comprobación de los E.L.S, flecha máxima de la guía:

La deformación máxima que debe padecer la guía según el fabricante del puente grúa es L/750 respectivamente en los dos ejes del perfil y no la especificada en el punto 4.3.3.1 del DB-SE.

$$F = \frac{L}{750} = \frac{5000}{750} = 6,667 \text{ mm}$$

Hipótesis	Eje	Punto (x,y,z) (mm)	Perfil	Flecha (mm)
Combinación característica 1	y	2800;0;0	IPE 450	0,94
Combinación característica 1	z	2800;0;0	IPE 450	0,08
Combinación característica 2	y	2300;0;0	IPE 450	2,89
Combinación característica 2	z	2300;0;0	IPE 450	1,3
Combinación característica 3	y	7200;0;0	IPE 450	2,69
Combinación característica 3	z	7200;0;0	IPE 450	1,27

Tabla 4.6.1: Flechas máximas obtenidas con el Cestri.

Deformada de la combinación característica 1:

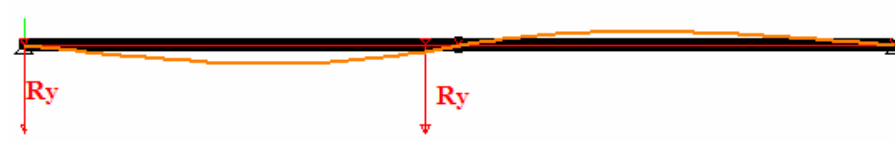


Figura 4.6.1: Representación gráfica de la deformada.

Deformada de la combinación característica 2:



Figura 4.6.2: Representación gráfica de la deformada.

Deformada de la combinación característica 3:

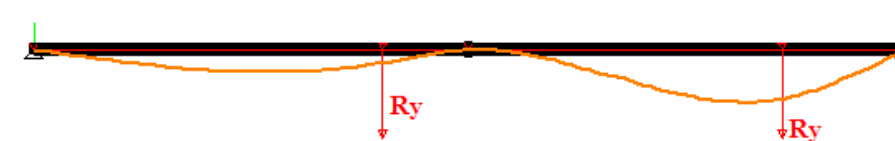


Figura 4.6.3: Representación gráfica de la deformada.

4.7. Reacciones en los apoyos de la guía.

Según los resultados obtenidos con el Cestri:

	Nudo (x,y,z) (mm)	Reacciones eje y (N)	Reacciones eje z (N)
1	0,0,0	285540.651	6245.17353
1	5000,0,0	275336.289	6129.55287
1	10000,0,0	7673.382	5.9841E-08
2	0,0,0	74872.7649	1662.74595
2	5000,0,0	403451.946	9049.24431
2	10000,0,0	74872.7649	1662.74595
3	0,0,0	19149.0219	346.4892
3	5000,0,0	373719.798	8371.64799
3	10000,0,0	160328.754	3656.5794

Tabla 4.7.1: Reacciones obtenidas con el Cestri en los apoyos de la guía.

La peor hipótesis es la segunda, con las reacciones en el punto (50000, 0,0).

$$Q_y = 403451,946 \text{ N}$$

$$Q_z = 9049,24 \text{ N}$$

5. DIMENSIONADO DEL PÓRTICO.

La tipología de pórtico que ha parecido más adecuada en este caso ha sido la de pórtico de uniones rígidas biempotrado de sección constante y reforzado con acartelamientos.

5.1. Cálculo de las acciones sobre el pórtico.

$$P \text{ [kN/m]} = q \text{ [kN/m}^2\text{]} \cdot s$$

Donde s es la distancia entre pórticos (módulo)

5.1.1. Acciones sobre los dinteles.

Peso propio cubierta.

$$P_{\text{panel}} = 0,117 \text{ kN/m}^2 \quad s = 5\text{m}$$

$$P_{\text{corre}} = 0,078 \text{ kN/m} \quad e = 2,538 \text{ m}$$

$$P_{\text{propio cubierta}} = (P_{\text{panel}} + P_{\text{corre}} / e) \cdot s \cdot k = 0,923 \text{ kN/m}$$

e: distancia entre correas

s: distancia entre pórticos (módulo)

k, coeficiente hiperestático según número vanos que cubre cada correa.

Nº Vanos	k
2	1,25
3	1,1
4	1,14
5	1,13

Tabla 5.1.1.1: Coeficiente hipestático.

Cargas de viento.

$$Q_{v,presion} = 0,12 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,succion} = (-0,756) \text{ kN/m}$$

Carga de nieve.

$$Q_n = 0,12 \text{ kN/m}$$

Carga de montaje .

$$Q_n = 1 \text{ kN/m}$$

5.1.2. Acciones sobre los pilares.

Peso propio cerramientos laterales.

$$P_{panel} = 0,095 \text{ kN/m}$$

$$P_{correa} = 0,055 \text{ kN/m}$$

$$P_{\text{cer.lateral}} = (0,095 + \frac{0,055}{2,125}) \cdot 5 \cdot 1,25 = 0,755 \text{ kN/ m}$$

Cargas de viento.

$$Q_{v,\text{presion}} = 0,845 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,\text{succio n}} = (-0,877) \text{ kN/m}$$

Reacciones en los apoyos de la guía.

$$Q_y = 397078,389 \text{ N}$$

$$Q_z = -9049,244 \text{ N}$$

5.2 Combinaciones de acciones.

Según el DB Seguridad Estructural apartado 4 :

Para los ELU:

Situación persistente 1.

1,35· Peso propio

Situación persistente 2.

1,35· Peso propio + 1,5· Reacciones puente grúa

Situación persistente 3.

1,35· Peso propio + 1,5· Reacciones puente grúa + 1,5·0,5· Nieve

Situación persistente 4.

$1,35 \cdot \text{Peso propio} + 1,5 \cdot \text{Sobrecarga Montaje}$

Situación persistente 5.

$1,35 \cdot \text{Peso propio} + 1,5 \cdot \text{Reacciones puente grúa} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot \text{Nieve} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot \text{Viento}$

Para los ELS:

Combinación característica 1.

$\text{Peso propio} + \text{Reacciones puente grúa} + 0,5 \cdot \text{Nieve}$

Combinación característica 2.

$\text{Peso propio} + \text{Reacciones puente grúa} + 0,6 \cdot \text{Viento}$

Combinación frecuente 1.

$\text{Peso propio} + 0,7 \cdot \text{Reacciones puente grúa} + 0 \cdot \text{Viento}$

Combinación frecuente 2.

$\text{Peso propio} + 0,5 \cdot \text{Viento}$

Combinación permanente 1.

$\text{Peso propio} + 0,7 \cdot \text{Reacciones puente grúa}$

5.2. Predimensionado con el programa Portal V1.0.

Con el programa Portal v1.0 se ha predimensionado el pórtico; entrando las acciones, las combinaciones respectivas a los estados limites de servicio y los estados limites últimos, tal como se puede ver en la figura 2.

En la pantalla de la figura 5.2.1, se ha entrado la dimensiones del pórtico, el tipo de perfilaría

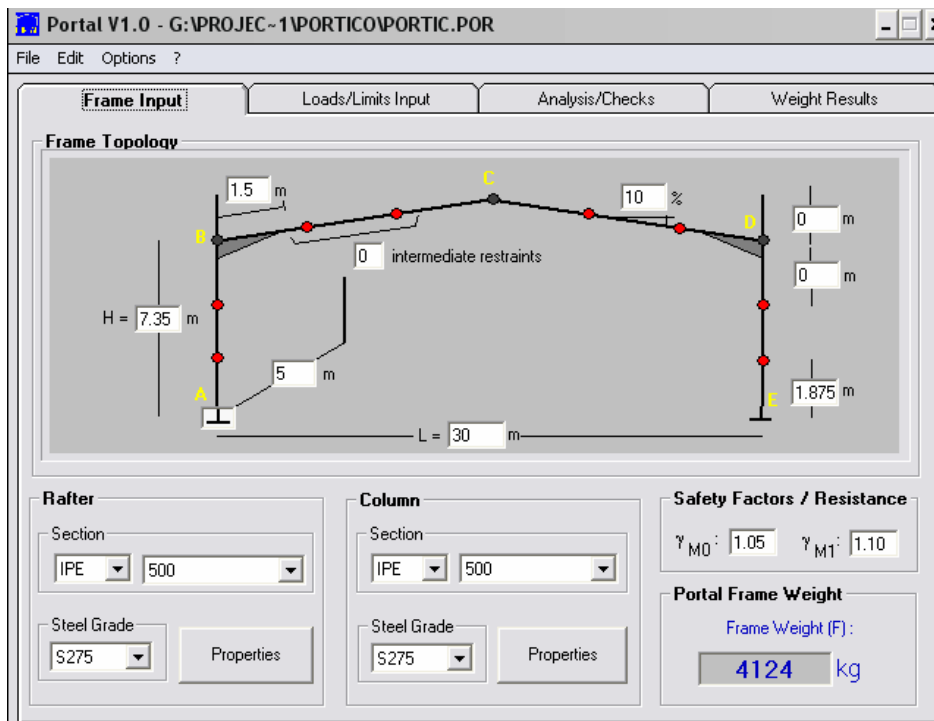


Figura 5.2.1: Pantalla Portal V1.0 entrada de las medidas y parámetros.

Portal V1.0 - G:\PROJEC-1\PORTICO\PORTIC.POR

File Edit Options ?

Frame Input **Loads/Limits Input** Analysis/Checks Weight Results

Loads - Characteristic Values

Roof weight (with purlins) (E) 10.78 daN/m²

Wall cladding weight (E) 200 daN/m²

Snow load on ground (S) 49.24 daN/m²

Wind load (W) 52.5 daN/m²

Continuity coefficient for roof 1.25

Combinations

☒ G+F+E ☐ S ☐ W

SLS 1 1.1 0.75 1.5

SLS 2 1.1 1.5 0.75

ULS 1 1.35 0.75 1.5

ULS 2 1.35 1.5 0.75

Wind Resultant Pressure Coefficients

Diagram showing wind pressure coefficients for a gabled roof structure. The roof slope is indicated by a red arrow pointing down with a value of -1.426. The windward wall is indicated by a red arrow pointing right with a value of 1.61. The leeward wall is indicated by a red arrow pointing left with a value of 1.61. The roof ridge is indicated by a red arrow pointing up with a value of -1.426.

☐ Automatic ☒ User defined

SLS Limits

Eave horizontal displacement H / 250

Ridge vertical deflection L / 300

Figura 5.2.2: Pantalla Portal V1.0 de entrada de combinaciones.

Se entran en el programa las distintas acciones, peso propio de las correas, peso propio de la pared, carga de viento y la carga de nieve. También es posible entrar combinaciones de acciones para los E.L.U y E.L.S, de este modo es estudio es mucho más complejo. El programa permite definir el desplazamiento máximo en el eje horizontal y vertical para el estudio de los E.L.S. Una vez se ha procedido todo lo dicho anteriormente, el programa informa del grado de cumplimiento de cada parte del pórtico de las comprobaciones del E.L.U y E.L.S. con el perfil seleccionado.

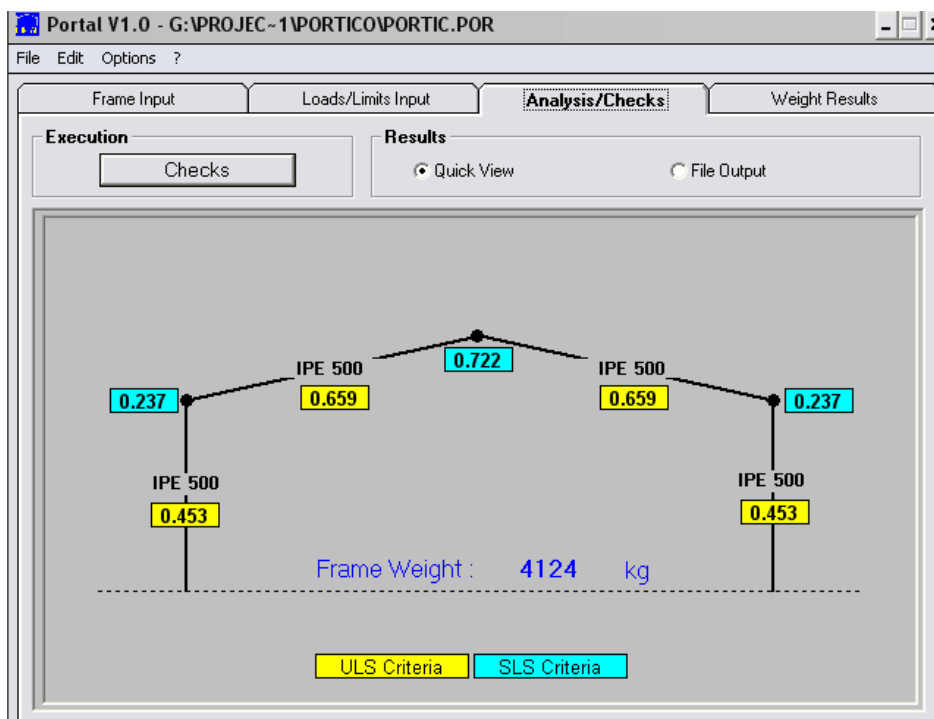


Figura 5.2.3: Pantalla Portal V.1.0 de resultados de E.L.U y E.L.S.

5.3. Comprobaciones del predimensionado.

5.3.1. Imperfecciones iniciales, DB SE-A 5.4.

Se ha partido del resultado del predimensionado por lo tanto todas las reacciones verticales se han valorado con la hipótesis del predimensionado, con perfilera IPE 500 para todos los elementos. Con el Cestri se toman las reacciones verticales, y posteriormente se ponderaran.

Para tener en cuenta las imperfecciones iniciales, a cada acción individual (peso propio, viento, nieve...) se le añade una fuerza horizontal igual a $1/200$ de las fuerzas verticales.

Las fuerzas verticales son equivalentes a las reacciones verticales de los pilares en el punto de unión con el suelo.

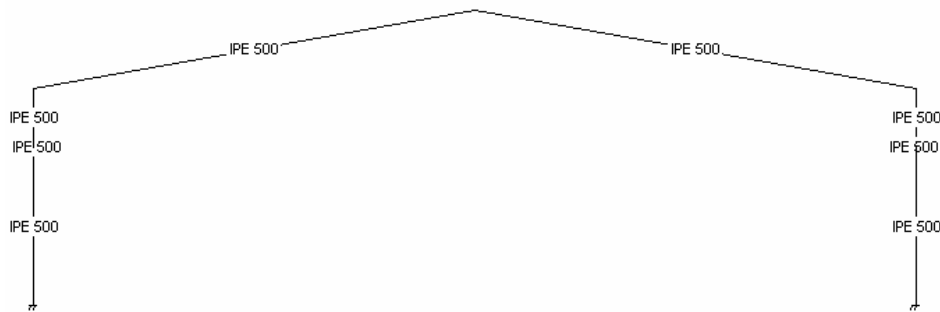


Figura 5.3.1: Pefilería en el programa Cestri.

Peso propio:

$$R_y = 40101,51 \text{ N}$$

$$F_H = \Phi \cdot V_{Ed} = \frac{1}{200} \cdot 40130,25 \text{ N} = 200,50 \text{ N}$$

Viento:

$$R_y = 39121,004 \text{ N}$$

$$F_H = \Phi \cdot V_{Ed} = \frac{1}{200} \cdot 39121,004 \text{ N} = 195,61 \text{ N}$$

Nieve:

$$R_y = 37952,73 \text{ N}$$

$$F_H = \Phi \cdot V_{Ed} = \frac{1}{200} \cdot 37952,73 \text{ N} = 189,76366 \text{ N}$$

Sobrecarga de montaje:

$$R_y = 76054.77 \text{ N}$$

$$F_H = \Phi \cdot V_{Ed} = \frac{1}{200} \cdot 76054.77 \text{ N} = 380.27 \text{ N}$$

Reacciones guía puente grúa:

$$R_y = 403451.946 \text{ N}$$

$$F_H = \Phi \cdot V_{Ed} = \frac{1}{200} \cdot 403451.946 \text{ N} = 2017.25 \text{ N}$$

5.3.2. Translacionalidad (DB SE-A 5.3.1.).

$$r = \frac{V_{Ed}}{H_{Ed}} \cdot \frac{\delta_{Hd}}{h} \quad [\text{Ec. 10}]$$

Si $r < 0,1 \rightarrow$ no translacional \rightarrow análisis de primer orden.

Si $0,1 < r < 0,33 \rightarrow$ translacional \rightarrow amplificar acciones horizon. $1 / (1 - r)$

Si $r > 0,33 \rightarrow$ translacional \rightarrow análisis de segundo orden.

$$r = \frac{688799}{136340,361} \cdot \frac{1,58}{7355,1} = 0,001 \rightarrow \text{no traslacional} \rightarrow \text{Análisis de primer orden}$$

5.3.3. Coeficiente de pandeo DB SE-A 6.3.2.5.

La longitud de pandeo de un tramo de pilar unido rígidamente a las demás piezas de un pórtico traslacional en cuyo análisis, no se hayan contemplado los efectos de segundo orden puede obtenerse el cociente:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} < 1 \quad [\text{Ec. 11}]$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad [\text{Ec. 12}]$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \quad [\text{Ec. 13}]$$

K_c : coeficiente de rigidez EI/L del tramo de pilar analizado.

K_i : coeficiente de rigidez EI/L del siguiente tramo de pilar en el nudo i, nulo caso de no existir.

K_{ij} : coeficiente de rigidez eficaz de la viga en el nudo i, y posición j.

$$K_{i,j} = \frac{E \cdot I}{L} \quad [\text{Ec.14}]$$

Se ha comprobado con un IPE 500 en el pilar y en el dintel.

Módulo de Elasticidad: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$.

Momento de inercia en el eje y: $I_y = 482000000 \text{ mm}^4$

$$K_c = \frac{E \cdot I_y}{L_{pilar}} = \frac{210000 \cdot 482000000}{7355,1} = 1376187951 N \cdot mm$$

$$K_{12} = \frac{E \cdot I_y}{L_{dint el}} = \frac{210000 \cdot 482000000}{15231,4} = 6645482359 N \cdot mm$$

$$\eta_1 = \frac{1376187951}{1376187951 + 6645482359} = 0,674358577$$

$$\eta_2 = \frac{1376187951}{1376187951} = 1$$

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \frac{1 + 0,145 \cdot (0,674358577 + 1) - 0,265 \cdot 0,674358577 \cdot 1}{2 - 0,364 \cdot (0,674358577) - 0,247 \cdot 0,674358577 \cdot 1} = 0,86936 < 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

5.3.4. Valores de esfuerzos obtenidos.

Son valores obtenidos con el programa Cestri de los esfuerzos de todos los elementos del pórtico con el peso propio del perfil encontrado en el predimensionado:

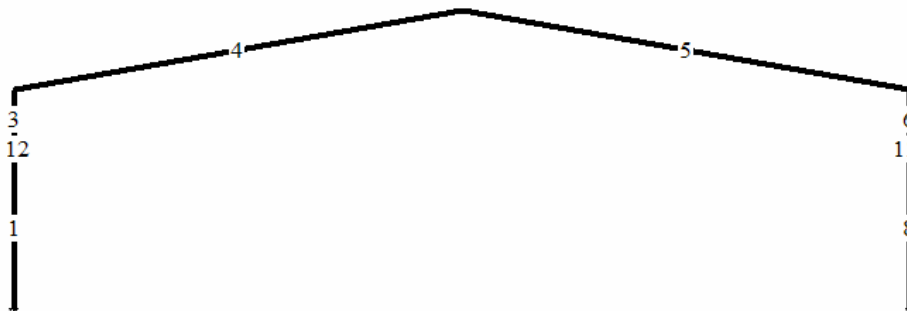


Figura 5.3.4.1: Numeración de los elemento.

Hipótesis	Nº Elemento	Sección (x;y;z) (mm)	N (N)	Qy (N)	Qz (N)	My (N·mm)	Mz (N·mm)
Envolvente 3	Pilar 8	3000;0;0	688799,34	136339,38	0	0	448949745
Envolvente 5	Pilar 6	30000;7355,1;0	151541,937	136340,361	0	0	553801968
Envolvente 6	Dintel 5	30000;7355,1;0	159755,85	125710,245	0	0	553801968
Envolvente 7	Mensula 12	280;7355,1;0	despreciable	despreciable	0	0	527020668
Envolvente 8	Mensula 13	30000;5355,1;0	13573,9008	601100,883	0	0	115031079

Tabla 4.3.4.1: Valores de los esfuerzos obtenidos con el Cestri del pórtico.

En el anexo de tablas y resultados se puede ver el origen de la tabla anterior.

Se ha buscado el perfil óptimo para cada elemento del pórtico que cumple todas las exigencias de los apartados 6.2 y 6.3 del DB SE-A, con los valores de esfuerzos de la tabla anterior. Para reducir el tiempo de cálculo se ha creado una hoja de calculo, que también aparece en el anexo de tablas y resultados.

Se ha hecho el estudio de la sección en el punto (30000;0;0) mm, (en la base del pilar), del pórtico con las 5 series de perfiles, IPE, IPN, HEA, HEB Y HEM.

5.3.5. Comprobaciones E.L.U del pilar 8:

PORCENTAJES %							
Perfil	Peso lineal		Flexión simple y		Flexión esviada	Cortante y	Cortante z (eje débil)
	(kg/m)	Axial	(eje débil)	(eje fuerte)		(eje fuerte)	
IPE 500	90,7	22,672	0	88,81719	88,8172	17,6794346	0
IPE 550	106	19,627	0	70,25294	70,2529	14,7690608	0
IPN 450	115	17,891	0	84,02803	84,028	12,3683287	0
IPN 500	141	14,611	0	62,33352	62,3335	10,0183463	0
HEA 360	112	18,391	0	90,69692	90,6969	25,7614618	0
HEA 400	125	16,541	0	74,20657	74,2066	21,0175096	0
HEB 320	127	16,335	0	88,81719	88,8172	24,5013903	0
HEB 340	134	15,38	0	79,3598	79,3598	22,0992932	0
HEM 240	157	13,176	0	95,23176	95,2318	18,5524931	0
HEM 260	172	11,976	0	79,3598	79,3598	17,2730108	0

Tabla 5.3.5.1: Porcentaje de cumplimiento de los E.L.U. del pilar 8

PORCENTAJES % Lk= 2125						
Perfil	Flexión y cortante y	Flexión y cortante z	Flexión compuesta	Compresión (pandeo por flexión) eje z	Compresión (pandeo por flexión) eje y	Flexión (vuelco lateral)
IPE 500	NO INT.	NO INT.	111,489268	64,7531039	40,17363516	103,747074
IPE 550	NO INT.	NO INT.	89,8795162	52,796068	31,77668683	81,8944439
IPN 450	NO INT.	NO INT.	101,918919	74,2219819	38,00740973	94,4017179
IPN 500	NO INT.	NO INT.	76,9444134	52,9711571	28,19458758	69,4707699
HEA 360	NO INT.	NO INT.	109,088255	29,9615727	41,02387082	98,4221951
HEA 400	NO INT.	NO INT.	90,7472054	24,7889018	33,56498522	80,6656445
HEB 320	NO INT.	NO INT.	105,152352	26,1981499	40,17363516	94,9630328
HEB 340	NO INT.	NO INT.	94,739693	24,7896642	35,89588697	84,9210545
HEM 240	NO INT.	NO INT.	108,407922	24,6313102	43,07506436	99,5021072
HEM 260	NO INT.	NO INT.	91,3359469	20,7937358	35,89588697	82,9114515

Tabla 5.3.5.2: Porcentaje de cumplimiento de los E.L.U

5.3.6. Comprobaciones de E.L.S pilar 8 en la cabeza del pilar:

Perfil	Hipótesis	Elemento	Desplazamiento máximo (mm)	Desplazamiento (mm)
IPE 550	C.C.1	Pilar 8	21,42	10,08
IPE 550	C.C.2	Pilar 8	21,42	10,73

Tabla 5.3.6.1:

5.3.7. Comprobaciones E.L.U del pilar 6:

Se ha estudiado la sección en el punto (30000;7355,1;0) mm del pilar 6.

PORCENTAJES %							
Perfil	Peso lineal	Flexión simple Y		Flexión simple z			Cortante z (eje débil)
		Axial	(eje débil)	(eje fuerte)	Flexión esviada	Cortante y (eje fuerte)	
IPE 550	106	4,31802	0	86,66052	86,6605166	14,76916709	0
IPE 600	122	3,709068	0	68,87676	68,8767624	12,52302293	0
IPN 450	115	3,936154	0	103,6528	103,652775	12,36841771	0
IPN 500	141	3,214526	0	76,89151	76,8915129	10,01841834	0
HEA 360	112	4,046256	0	111,8792	111,879185	25,76164717	0
HEA 400	125	3,639086	0	91,53752	91,5375154	21,01766086	0
HEB 340	134	3,383712	0	97,89429	97,8942873	22,09945223	0
HEB 360	142	3,196766	0	88,10486	88,1048585	20,03683669	0
HEM 260	172	2,634857	0	97,89429	97,8942873	17,27313507	0
HEM 280	189	2,408887	0	84,58066	84,5806642	15,72201658	0

Tabla 5.3.7.1: Porcentajes de cumplimientos de E.L.U del pilar 6:

PORCENTAJES %						
Perfil	Flexión y cortante y	Flexión y cortante z	Flexión compuesta	Compresión (pandeo por flexión) eje z	Compresión (pandeo por flexión) eje y	Flexión (vuelco lateral)
IPE 550	NO INT.	NO INT.	90,9785365	19,6863683	4,52363991	101,223958
IPE 600	NO INT.	NO INT.	72,5858308	15,6757392	3,885690692	79,9129165
IPN 450	NO INT.	NO INT.	107,588929	28,8624364	4,123590122	116,619175
IPN 500	NO INT.	NO INT.	80,1060388	20,3999707	3,3675986	85,8114507
HEA 360	NO INT.	NO INT.	115,925442	8,28893794	4,238935301	119,881975
HEA 400	NO INT.	NO INT.	95,1766013	7,57435373	3,812375774	98,1924178
HEB 340	NO INT.	NO INT.	101,277999	7,52818751	3,544840632	103,970362
HEB 360	NO INT.	NO INT.	91,3016247	7,16299423	3,348993083	93,6079919
HEM 260	NO INT.	NO INT.	100,529145	6,56396189	2,760326721	102,421499
HEM280	NO INT.	NO INT.	86,9895513	5,47271447	2,523595953	88,4370181

Tabla 5.3.7.2: Porcentajes de cumplimientos de E.L.U del pilar 6:

5.3.8. Comprobaciones de E.L.S. pilar 8 en el punto (30000;7355,1;0):

Perfil	Hipótesis	Elemento	Desplazamiento máximo (mm)	Desplazamiento (mm)
IPE 600	C.C.1	Pilar 6	29,42	9,42
IPE 600	C.C.2	Pilar 6	29,42	12,38

Tabla 5.3.8.1: Comprobaciones E.L.S

C.C: Combinación característica.

5.3.9. Comprobaciones E.L.U del dintel 5:

PORCENTAJES %							
Perfil	Peso lineal	Axial	Flexión simple y (eje débil)	Flexión simple z (eje fuerte)	Flexión esviada	Cortante y (eje fuerte)	Cortante z (eje débil)
IPE 550	106	4,552066	0	86,6605166	86,6605166	13,617652	0
IPE 600	122	3,910108	0	68,8767624	68,8767624	11,546634	0
IPN 450	115	4,149503	0	103,652775	103,652775	11,404083	0
IPN 500	141	3,38876	0	76,8915129	76,8915129	9,2373074	0
HEA 360	112	4,265573	0	111,879185	111,879185	23,753076	0
HEA 400	125	3,836333	0	91,5375154	91,5375154	19,378967	0
HEB 340	134	3,567116	0	97,8942873	97,8942873	20,376413	0
HEB 360	142	3,370038	0	88,1048585	88,1048585	18,474615	0
HEM 260	172	2,777673	0	97,8942873	97,8942873	15,926392	0
HEM 280	189	2,539454	0	84,5806642	84,5806642	14,49621	0

Tabla 5.3.9.1: Comprobaciones de los E.L.U del dintel 5.

5.3.10. Comprobaciones de E.L.S dintel 5 en el punto (15000;10000;0):

Perfil	Hipótesis	Elemento	Desplazamiento máximo (mm)	Desplazamiento (mm)
IPE 600	C.C.1	dintel 5	100	27,34
IPE 600	C.C.2	dintel 5	100	5,97
IPE 600	C.F.1	dintel 5	85,71	16,01
IPE 600	C.F.2	dintel 5	85,71	8,87

Tabla 5.3.10.1: Comprobaciones de los E.L.S del dintel 5.

5.3.11. Comprobaciones E.L.U mensula 12 y 13:

PORCENTAJES %							
Perfil	Peso lineal	Axial	Flexión simple y (eje débil)	Flexión simple z (eje fuerte)	Flexión esviada	Cortante y (eje fuerte)	Cortante z (eje débil)
IPE 500	90,7	0	0	104,262214	104,2622141	0	0
IPE 550	106	0	0	82,4697021	82,46970215	0	0
IPE 400	66,3	0,613345	0	37,8628943	37,86289434	115,55963	0
IPE 450	77,6	0,524571	0	29,2806383	29,28063829	93,977574	0

Tabla 5.311.1: Porcentajes de cumplimiento de los E.L.U de la ménsula 12 y 13.

5.3.12. Comprobaciones de E.L.S mensula 12 y 13:

Perfil	Hipótesis	Elemento	Desplazamiento máximo (mm)	Desplazamiento (mm)
IPE 550	C.C.1	mensula 13	0,933	0,62
IPE 550	C.C.2	mensula 13	0,933	0,42
IPE 550	C.F.1	mensula 13	0,8	0,53
IPE 550	C.F.2	mensula 13	0,8	0,32

Tabla 5.3.12.1: Cumplimiento de los E.L.S. de la mensula 12 y 13.

5.3.13. Acartelamientos.

Visto los porcentajes de flexión a vuelco lateral no cabe duda que si acartelamos la alturas de los perfiles disminuirán , por lo tanto los efectos de vuelco lateral aumentarían considerablemente.

6. ESTUDIO DEL PORTICO CON PESOS REALES.

Después de hacer las comprobaciones se ha visto que los perfiles predeterminados han aumentado considerablemente, lo que conlleva a una recomprobación con los pesos reales. En el Cestri se han modificado los pesos propios de todos los elementos del pórtico.

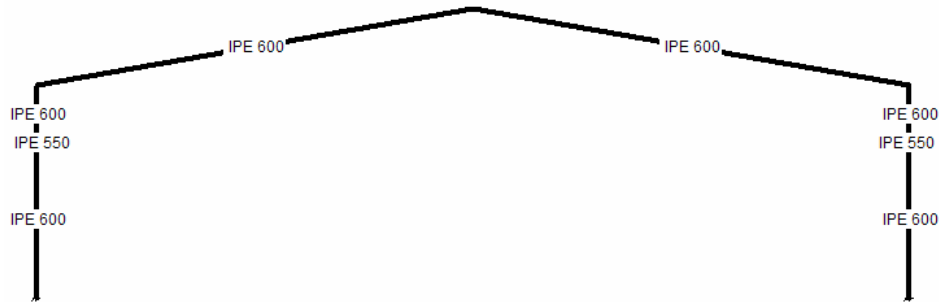


Figura 6.1: Perfilería de Cestri.

Se han vuelto a hacer todas las comprobaciones para asegurarnos de que dichos perfiles cumplen con los pesos propios añadidos.

6.1. Imperfecciones iniciales del peso propio.

Peso propio:

$$R_y = 47011,58 \text{ N}$$

$$F_H = \Phi \cdot V_{Ed} = \frac{1}{200} \cdot 47011,58 \text{ N} = 235,05 \text{ N}$$

6.2. Translacionalidad DB SE-A 5.3.1.

$$r = \frac{V_{Ed}}{H_{Ed}} \cdot \frac{\delta_{Hd}}{h} \quad [\text{Ec. 10}]$$

Si $r < 0,1 \rightarrow$ no translacional \rightarrow análisis de 1er orden

Si $0,1 < r < 0,33 \rightarrow$ translacional \rightarrow amplificar acciones horizon. $1 / (1 - r)$

Si $r > 0,33 \rightarrow$ translacional

Pilar izquierdo:

$$r = \frac{555070,4}{7760141} \cdot \frac{0,72}{7355,1} = 7,002 \cdot 10^{-6} < 0,1 \rightarrow \text{no translacional}$$

Pilar derecho:

$$r = \frac{526135,8}{167584,23} \cdot \frac{25,88}{7355,1} = 0,011 < 1 \rightarrow \text{no translacional}$$

6.3. Coeficiente de pandeo DB SE-A 6.3.2.5.

La longitud de pandeo de un tramo de pilar unido rígidamente a las demás piezas de un pórtico traslacional, en cuyo análisis no se hayan contemplado los efectos de segundo orden puede obtenerse del cociente:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} < 1 \quad [\text{Ec. 11}]$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad [\text{Ec. 12}]$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \quad [\text{Ec. 13}]$$

K_c : coeficiente de rigidez EI/L del tramo de pilar analizado.

K_i : coeficiente de rigidez EI/L del siguiente tramo de pilar en el nudo i, nulo caso de no existir.

K_{ij} : coeficiente de rigidez eficaz de la viga en el nudo i, y posición j.

$$K_{ij} = \frac{E \cdot I}{L} \quad [\text{Ec. 14}]$$

Se ha comprobado con un IPE 600 en el pilar y en el dintel.

Módulo de Elasticidad: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$.

Momento de inercia en el eje y: $I_y = 920800000 \text{ mm}^4$

$$K_c = \frac{E \cdot I_y}{L_{pilar}} = \frac{210000 \cdot 920800000}{7355,1} = 26290329160 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$K_{12} = \frac{E \cdot I_y}{L_{dintel}} = \frac{210000 \cdot 920800000}{15231,4} = 1269535302 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\eta_1 = \frac{26290329160}{26290329160 + 1269535302} = 0,99509$$

$$\eta_2 = \frac{26290329160}{26290329160} = 1$$

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \frac{1 + 0,145 \cdot (0,99509 + 1) - 0,265 \cdot 0,99509 \cdot 1}{2 - 0,364 \cdot (1,99509) - 0,247 \cdot 0,99509 \cdot 1} = 0,9979 < 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

6.4. Valores de esfuerzos obtenidos.

Los valores obtenidos con el programa Cestri de los esfuerzos de todos los elementos del pórtico con el peso propio real del perfil estudiado son:

Hipótesis	Nº Barra	Sección (x;y;z) (mm)	N (N)	Qy (N)	Qz (N)	My (N·mm)	Mz (N·mm)
Envolvente 3	Pilar 8	3000;0;0	698135,517	141746,7	0	0	465876900
Envolvente 5	Pilar 6	30000;7355,1;0	157801,698	141746,7	0	0	576627876
Envolvente 6	Dintel 5	30000;7355,1;0	166120,578	130944,9	0	0	576627876
Envolvente 8	Mensula 13	30000;5355,1;0	13573,9008	605465,4	0	0	115038927

Tabla 6.4.1: Valores de esfuerzos obtenidos con el programa Cestri.

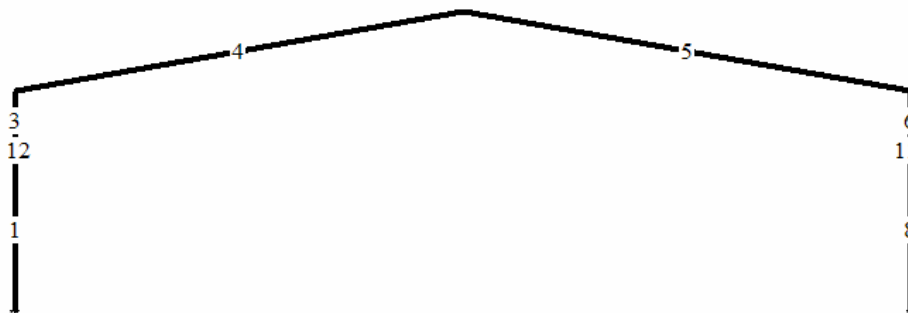


Figura 6.4.1: Numeración de los elementos.

6.5. Comprobaciones detalladas de E.L.U del pilar.

En este caso se ha comprobado dos secciones del pilar, concretamente los dos extremos.

El extremo de abajo esta máximamente solicitado a esfuerzo axil y el extremo de arriba esta máximamente solicitado a flexión.

El estudio se ha hecho con IPE 600.

6.5.1. Comprobación de la sección a compresión y tracción axial (DB SE-A 6.2.3.)

Sección (30000;0;0):

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} \text{ o } N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{1,05} = 156000 \cdot \frac{275}{1,05} = 4085714,286N > 698135,517N$$

→ Cumple

Sección (30000;7355,1;0):

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} \text{ o } N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{1,05} = 156000 \cdot \frac{275}{1,05} = 4085714,286N > 157801,698N$$

→ Cumple

6.5.2. Comprobación de la sección a flexión simple(DB SE-A 6.2.6.)

Sección (30000;0;0):

Eje z (eje fuerte) :

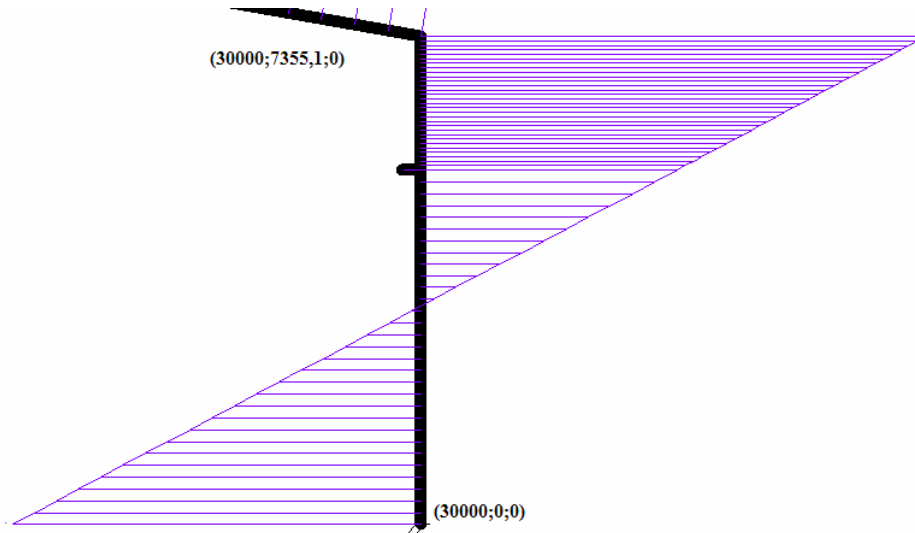


Figura 6.5.2: Diagrama de esfuerzo de flexión.

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{1,05} = 3070000 \cdot \frac{275}{1,05} = 804047619 N \cdot mm > 465876900 N \cdot mm$$

→ Cumple

Eje y (eje debil) :

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{1,05} = 3080000 \cdot \frac{275}{1,05} = 80666666,67 N \cdot mm > 0 N \cdot mm$$

→ Cumple

Sección (30000;7355,1;0):

Eje z (eje fuerte) :

→
Cu
mp
le

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{1,05} = 3070000 \cdot \frac{275}{1,05} = 804047619 N \cdot mm > 576627876 N \cdot mm$$

6.5.3. Comprobación a cortante (DB SE-A 6.2.4.)

Tal y como se puede ver en el diagrama de cortante, los dos extremos están solicitados al mismo esfuerzo cortante.

Eje z (eje débil):

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y}{1,05} = \frac{9432}{\sqrt{3}} \cdot \frac{275}{1,05} = 1426220,122 N \cdot mm > 0 N \cdot mm$$

Eje y (eje fuerte):

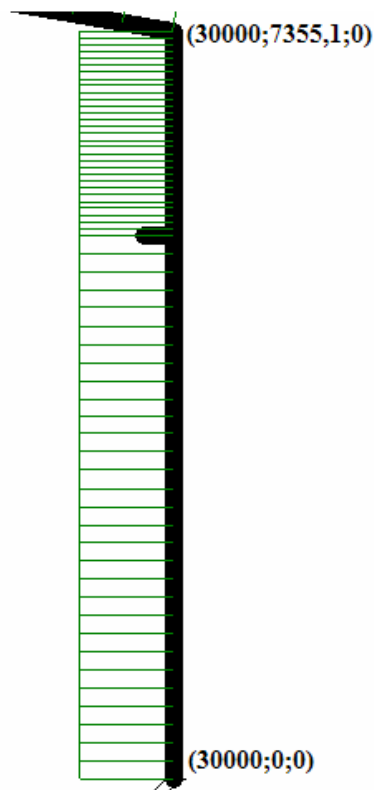


Figura 6.5.3.1: Diagrama de esfuerzo cortante.

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y}{1,05} = \frac{7200}{\sqrt{3}} \cdot \frac{275}{1,05} = 1088717,65 N \cdot mm > 141746,652 N \cdot mm$$

→ Cumple

6.5.4. Comprobación de la sección a flexión esviada:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} = \frac{0}{80666666,67} + \frac{465876900}{804047619} = 0,5794 \leq 1$$

6.5.5. Comprobación de la sección a flexión compuesta (DB SE-A 6.2.8):

Sección (30000;0;0):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} = \frac{698135,517}{4085714,286} + \frac{0}{80666666,67} + \frac{465876900}{804047619} = 0,752 \leq 1$$

→ Cumple

Sección (30000;7355,1;0):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} = \frac{157801,698}{4085714,286} + \frac{0}{80666666,67} + \frac{576627876}{804047619} = 0,717 \leq 1$$

→ Cumple

6.5.6. Comprobación de la sección a flexión y cortante (DB SE-A 6.2.8):

$$V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow \text{No interacciona}$$

Si interacciona para secciones I o H:

$$M_{Ed} \leq M_{v,Rd} = (W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w}) \cdot \frac{f_y}{1,05}$$

[Ec. 15 y 16]

$$\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Eje y:

$$141746,652 \text{ N} < 0,5 \cdot 1088717,65 \text{ N} = 544358,825 \text{ N} \rightarrow \text{No interacciona}$$

Eje z:

$$0 < 1426220,122 \cdot 0,5 = 713110,061 \text{ N} \rightarrow \text{No Interacciona}$$

6.5.7. Comprobación de la resistencia del pilar a compresión (6.3.2 DB SE-A):

$$N_{Ed} < N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{1,1} \quad [\text{Ec. 17}]$$

Las barras de sección constantes solicitadas por esfuerzos axiales que varían de forma lineal o parabólica a lo largo del eje, podrán calcularse como sometidas a un esfuerzo axial constante de valor igual al máximo axial actuante y con la longitud de pandeo igual a:

$$L_k = L \cdot \sqrt{\frac{1 + a \cdot N_{\min} / N_{\max}}{b}} = 7355,1 \cdot \sqrt{\frac{1 + 0,93 \cdot 157801,698 / 17750,81}{7,72}} = 3577,54 \text{ mm}$$

$$N_{CR} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I \quad [\text{Ec. 18}]$$

Esbeltez reducida:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} \quad [\text{Ec. 19}]$$

El coeficiente χ de reducción por pandeo, para valores de la esbeltez reducida $\bar{\lambda} \geq 0,2$, se obtiene de:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1 \quad [\text{Ec. 20}]$$

donde:

$$\phi = 0,5 \cdot [(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda})^2)]$$

α es el coeficiente de imperfección elástica, que adopta los valores de la tabla 6.3 D.B SE-A en función de la curva de pandeo (véase tabla 6.2 DB SE-A). Ésta representa la sensibilidad al fenómeno dependiendo del tipo de sección, plano de pandeo y tipo de acero, de acuerdo a la tabla 6.2 DB SE-A.

Los valores de a y b son para el caso del pilar derecho:

Eje z:

$$N_{CR} = \left(\frac{\pi}{3574,57} \right)^2 \cdot 210000 \cdot 33900000 = 5498814,083 N$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{15600 \cdot 275}{5498814,083}} = 0,883 \geq 0,2 \rightarrow \text{Cumple}$$

IPE 600:

$$\frac{h}{b} = \frac{600}{220} = 2,72 > 1,2$$

-Según la tabla 6.1 y 6.3 DB SE-A: Curva \rightarrow b ; $\alpha=0,34$

$$t=19 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,5 \cdot \left[(1 + 0,34 \cdot (0,883 - 0,2) + (0,883)^2) \right] = 1,006$$

$$\chi = \frac{1}{1,006 + \sqrt{1,006^2 - (0,883)^2}} = 0,671 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$N_{Ed} < N_{b,Rd} = 0,671 \cdot 15600 \cdot \frac{275}{1,1} = 2616900N > 698135,517N \rightarrow \text{Cumple}$$

Eje y:

$$N_{CR} = \left(\frac{\pi}{2125} \right)^2 \cdot 210000 \cdot 30700000 = 14090926,41N$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{15600 \cdot 275}{14090926,41}} = 0,551771002 \geq 0,2 \rightarrow \text{Cumple}$$

IPE 600:

$$\frac{h}{b} = \frac{600}{220} = 2,72 > 1,2 \quad \text{-Según la tabla 6.1 y 6.3 DB SE-A: Curva} \rightarrow b ; \alpha=0,21$$

$$t=19 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,5 \cdot \left[(1 + 0,21 \cdot (0,551771002 - 0,2) + (0,551771002)^2) \right] = 0,652225619$$

$$\chi = \frac{1}{0,652225619 + \sqrt{0,652225619^2 - (0,551771002)^2}} = 1 \leq 1$$

$$N_{Ed} < N_{b,Rd} = 1 \cdot 15600 \cdot \frac{275}{1,1} = 3900000N > 698135,517N$$

6.5.8. Comprobación del pilar 8 a pandeo lateral (6.3.3.2 del DB SE-A):

Pandeo lateral debe comprobarse el siguiente:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{1,1} \quad [\text{Ec. 21}]$$

$$\chi = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1 \quad [\text{Ec. 22}]$$

donde

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT})^2] \quad [\text{Ec. 23}]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} \quad [\text{Ec. 24}]$$

α_{LT} : factor de imperfección, obtenido de la tabla 6.10 del DB SE-A.

Momento crítico elástico de pandeo lateral:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2}$$

$$M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} \quad [\text{Ec. 25, 26 y 27}]$$

$$M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,2}^2$$

C_1 : factor de la tabla 6.11 del DB SE-A.

L_c : distancia entre apoyos laterales que impiden el pandeo lateral.

Comprobación pilar derecho con IPE 600:

$$M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 2,75 \cdot \frac{\pi}{2125} \cdot \sqrt{81000 \cdot 1720000 \cdot 210000 \cdot 33900000} = 4048926205 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,2}^2 = 3070000 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000}{2125^2} \cdot 2,75 \cdot 46,6^2 = 124281,3575 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = \sqrt{4048926205^2 + 124281,3575^2} = 4048926207 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{3070000 \cdot 275}{4048926207}} = 0,456631223$$

α_{LT} : factor de imperfección, obtenido de la tabla 6.10 del DB SE-A.

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,456631223 - 0,2) + (0,456631223)^2] = 0,647883345$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,647883345 + \sqrt{0,647883345^2 - 0,456631223^2}} = 0,902940493 \leq 1$$

Sección (30000;0;0):

$$M_{b,Rd} = 0,902940493 \cdot 3070000 \cdot \frac{275}{1,1} = 6930068284 \text{ N} \cdot \text{mm} \geq 465876900 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Sección (30000;7355,1;0):

$$M_{b,Rd} = 0,90294049 \cdot 3070000 \frac{275}{1,1} = 6930068284 \text{ N}\cdot\text{mm} \geq 576627876 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

6.6. Comprobación de los E.L.S del pilar izquierdo (4.3.3.2 DB SE):

El desplazamiento máximo del pilar en su extremo superior puede ser:

$$\delta_{\max} < \frac{h_{\text{pilar}}}{250} = \frac{7355,1}{250} = 29,24 \text{ mm}$$

Según el Cestri el desplazamiento máximo el punto (30000;7355,1;0) mm. del pórtico es:

Combinación característica 1:

$$\delta_{(30000;7355,1;0)} = 7,12 \text{ mm} < 29,24 \text{ mm}$$

Combinación característica 2:

$$\delta_{(30000;7355,1;0)} = 10,26 \text{ mm} < 29,24 \text{ mm}$$

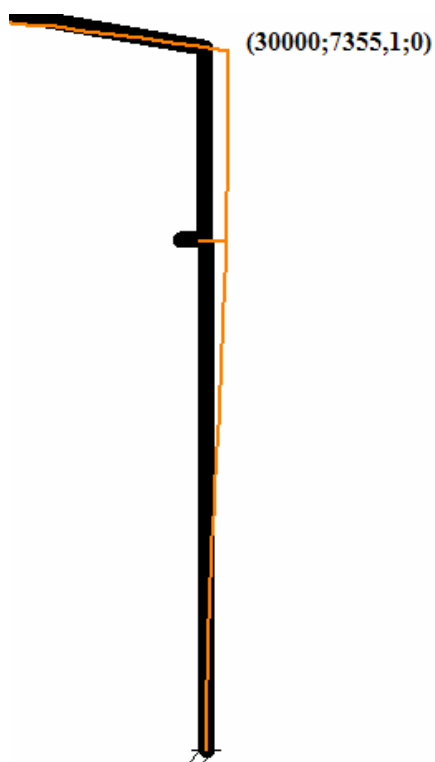


Figura 6.6.1: Diagrama de desplazamiento.

6.7. Comprobaciones detalladas de E.L.U del dintel.

En este caso se ha comprobado la secciones del dintel más desfavorables. El estudio se ha hecho con IPE 600.

6.7.1. Comprobación de la sección (30000;7355,1;0) a compresión y tracción axial (DB SE-A 6.2.3):

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} \text{ o } N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{1,05} = 156000 \cdot \frac{275}{1,05} = 4085714,286N > 166120,578N$$

6.7.2. Comprobación de la sección a flexión simple (DB SE-A 6.2.6) :

Eje z (eje fuerte) :

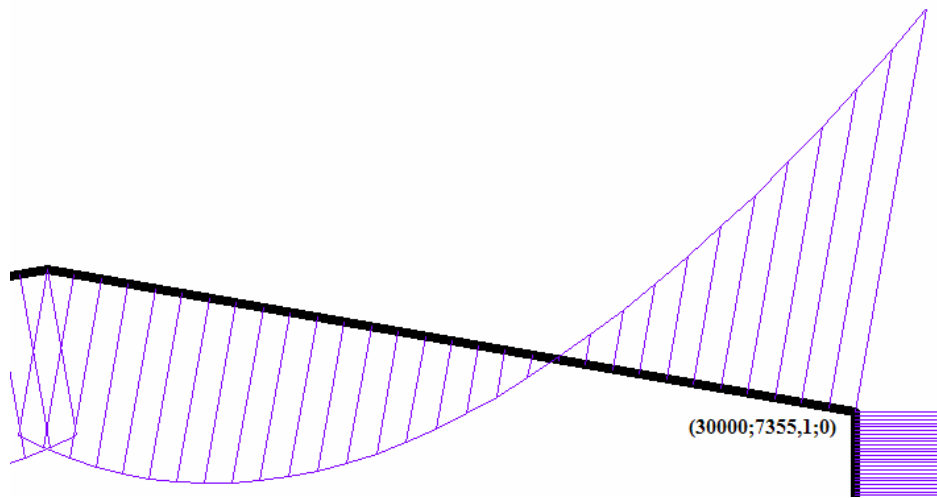


Figura 6.7.2.1: Diagrama de esfuerzo de flexión.

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{1,05} = 3070000 \cdot \frac{275}{1,05} = 804047619 N \cdot mm > 576627876 N \cdot mm$$

Eje y (eje debil) :

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{1,05} = 3080000 \cdot \frac{275}{1,05} = 80666666,67 N \cdot mm > 0 N \cdot mm$$

6.7.3. Comprobación a cortante (DB SE-A 6.2.4):

Eje z (eje debil):

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y}{1,05} = \frac{9432}{\sqrt{3}} \cdot \frac{275}{1,05} = 1426220,122 N \cdot mm > 0 N \cdot mm$$

Eje y (eje fuerte):

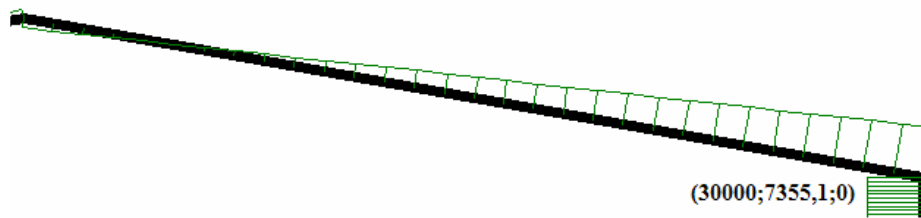


Figura 6.7.3.1: Diagrama de esfuerzo cortante.

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y}{1,05} = \frac{7200}{\sqrt{3}} \cdot \frac{275}{1,05} = 1088717,65N > 130944,9N$$

→ Cumple

6.7.4. Comprobación de la sección a flexión esviada:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} = \frac{0}{80666666,67} + \frac{576627876}{804047619} = 0,5794 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

6.7.5. Comprobación de la sección a flexión compuesta (DB SE-A 6.2.8) :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} = \frac{166120,578}{4085714,286} + \frac{0}{80666666,67} + \frac{576627876}{804047619} = 0,75781 \leq 1$$

→ Cumple

6.7.6. Comprobación de la sección a flexión y cortante (DB SE-A 6.2.8):

$$V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow \text{No interacciona}$$

Si interacciona para secciones I o H:

$$M_{Ed} \leq M_{v,Rd} = (W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w}) \cdot \frac{f_y}{1,05}$$

$$\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Eje y:

$$130944,9 \text{ N} < 0,5 \cdot 1088717,65 \text{ N} = 544358,825 \text{ N} \rightarrow \text{No interacciona}$$

Eje z:

$$0 < 1426220,122 \cdot 0,5 = 713110,061 \text{ N} \rightarrow \text{No Interacciona}$$

6.7.7. Comprobación de la resistencia del pilar a compresión (6.3.2 DB SE-A)

$$N_{Ed} < N_{b,Rd} = 5 \cdot \chi \frac{f_y}{1,1} \quad [\text{Ec. 17}]$$

Las barras de sección constantes solicitadas por esfuerzos axiales que varían de forma lineal o parabólica a lo largo del eje podrán calcularse como sometidas a un esfuerzo axial constante de valor igual al máximo axial actuante y con la longitud de pandeo igual a:

$$L_k = L \cdot \sqrt{\frac{1 + a \cdot N_{\min} / N_{\max}}{b}} = 15231,4 \cdot \sqrt{\frac{1 + 0,93 \cdot 138738,906 / 166118,616}{7,72}} = 7307,02 \text{ mm}$$

$$N_{CR} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right) \cdot E \cdot I \quad [\text{Ec. 18}]$$

$$\text{Esbeltez reducida: } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} \quad [\text{Ec. 19}]$$

El coeficiente χ de reducción por pandeo, para valores de la esbeltez reducida $\bar{\lambda} \geq 2$, se obtiene de:

$$\chi = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1 \quad [\text{Ec. 20}]$$

Donde:

$$\phi = 0,5[(1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda})^2)]$$

α es el coeficiente de imperfección elástica, que adopta valores de la tabla 6.3 DB-SE-A en función de la curva de pandeo (véase tabla 6.2 DB-SE-A). Ésta representa la sensibilidad al fenómeno dependiendo del tipo de sección, plano de pandeo y tipo de acero, de acuerdo a la tabla 6.2 DB-SE-A.

Eje z:

$$N_{CR} = \left(\frac{\pi}{7307,02} \right)^2 \cdot 210000 \cdot 33900000 = 1315968,02N$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{15600 \cdot 275}{1315968,02}} = 1,80553 \geq 0,2 \rightarrow \text{Cumple}$$

IPE 600:

$$\frac{h}{b} = \frac{600}{220} = 2,72 > 1,2$$

-Según la tabla 6.1 y 6.3 DB SE-A: Curva \rightarrow b ;

$$\alpha=0,34$$

$$t=19 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,5 \cdot [(1 + 0,34 \cdot (1,805535278 - 0,2) + (1,805535278)^2)] = 2,402919817$$

$$\chi = \frac{1}{2,402919817 + \sqrt{2,402919817^2 - (1,805535278)^2}} = 0,250720793 \leq 1$$

$$N_{Ed} < N_{b,Rd} = 0,250720793 \cdot 15600 \cdot \frac{275}{1,1} = 977811,0918 > 166120,578 N$$

Eje y:

$$N_{CR} = \left(\frac{\pi}{2538,6} \right)^2 \cdot 210000 \cdot 30700000 = 9873448,476 N$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{15600 \cdot 275}{9873448,476}} = 0,659165113 \geq 0,2$$

IPE 600:

$$\frac{h}{b} = \frac{600}{220} = 2,72 > 1,2$$

-Según la tabla 6.1 y 6.3 DB SE-A: Curva → b
α=0,21

$$t=19 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,5 \cdot [(1 + 0,21 \cdot (0,659165113 - 0,2) + (0,659165113)^2)] = 0,717249323$$

$$\chi = \frac{1}{0,717249323 + \sqrt{0,717249323^2 - (0,659165113)^2}} = 1 \leq 1$$

$$N_{Ed} < N_{b,Rd} = 1 \cdot 15600 \cdot \frac{275}{1,1} = 3900000N > 698135,517N$$

6.7.8. Comprobación del pilar 8 a pandeo lateral (6.3.3.2 del DB SE-A):

Pandeo lateral debe comprobarse el siguiente:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{1,1} \quad [\text{Ec. 21}]$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1 \quad [\text{Ec. 22}]$$

Donde

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2 \right] \quad [\text{Ec. 23}]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} \quad [\text{Ec. 24}]$$

α_{LT} : factor de imperfección, obtenido de la tabla 6.10

Momento crítico elástico de pandeo lateral:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2}$$

$$M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} \quad [\text{Ec 25, 26 y 27}]$$

$$M_{LTW} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,2}^2$$

C_1 = factor de la tabla 6.11 del DB SE-A.

L_c : distancia entre apoyos laterales que impiden el pandeo lateral.

Comprobación pilar derecho con IPE 600:

$$M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 2,7 \cdot \frac{\pi}{2538,6} \cdot \sqrt{81000 \cdot 1720000 \cdot 210000 \cdot 33900000} = 3327634287 N \cdot mm$$

$$M_{LTW} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,2}^2 = 3070000 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000}{2538,6^2} \cdot 2,7 \cdot 46,6^2 = 122021,6965 N \cdot mm$$

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{33276634287^2 + 122021,6965^2} = 3327634289 N \cdot mm$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{3070000 \cdot 275}{3327634289}} = 0,503695115$$

α_{LT} : factor de imperfección, obtenido de la tabla 6.10.

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,34(0,50369115 - 0,2) + (0,503695115)^2] = 0,678482554$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,678482554 + \sqrt{0,678482554^2 - 0,503695115^2}} = 0,882575089 \leq 1$$

$$M_{b,Rd} = 0,882575089 \cdot 3070000 \cdot \frac{275}{1,1} = 6773763806 N \cdot mm \geq 4658769000 N \cdot mm$$

6.8. Comprobación de los E.L.S del dintel izquierdo (4.3.3.2 DB SE):

El desplazamiento vertical máximo de la llave de la nave en las combinaciones características debe ser:

$$\delta_{\max} < \frac{L_{nave}}{300} = \frac{30000}{300} = 100mm$$

Según el Cestri el desplazamiento máximo el punto (15000;10000;0) mm. del pórtico es:

Combinación característica 1:

$$\delta_{(15000;10000;0)} = 31,01 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Combinación característica 2:

$$\delta_{(15000;10000;0)} = 10,48 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

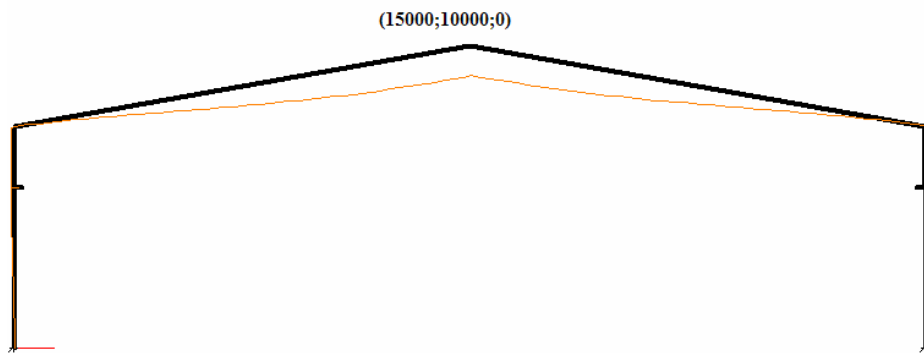


Figura 6.8.1: Diagrama de desplazamiento.

El desplazamiento vertical máximo de la llave de la nave en las combinaciones frecuentes debe ser:

$$\delta_{\max} < \frac{L_{\text{nave}}}{350} = \frac{30000}{350} = 85,714 \text{ mm}$$

Según el Cestri el desplazamiento máximo el punto (15000;10000;0) mm del pórtico es:

Combinación frecuente 1:

$$\delta_{(15000;10000;0)} = 19,47 \text{ mm} < 85,714 \text{ mm}$$

Combinación frecuente 2:

$$\delta_{(15000;10000;0)} = 19,47 \text{ mm} < 85,714 \text{ mm}$$

6.9. Comprobaciones detalladas de E.L.U de la mensula.

El punto más desfavorable es el punto de unión de la mensula con el pilar, (30000;5355,1;0).

El estudio se ha hecho con IPE 450.

6.9.1. Comprobación de la sección a compresión y tracción axial, DB SE-A 6.2.3.

Sección (30000;5355,1;0):

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} \text{ o } N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{1,05} = 9880 \cdot \frac{275}{1,05} = 2587619,048 \text{ N} > 13573,90 \text{ N}$$

6.9.2. Comprobación de la sección a flexión simple, DB SE-A 6.2.6 :

Sección (30000;5355,1;0):

Eje z (eje fuerte) :

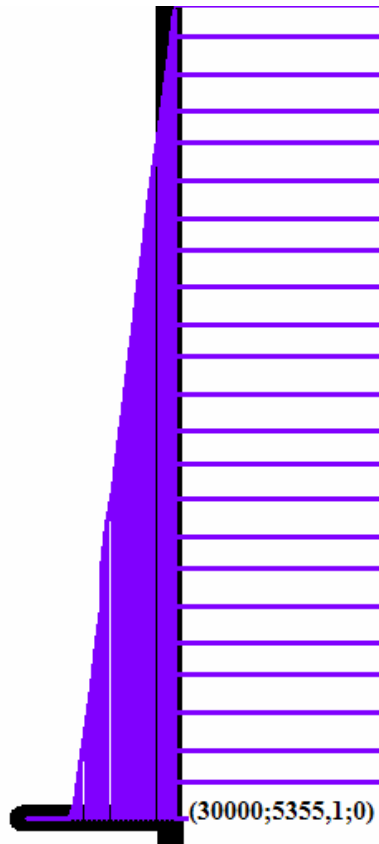


Figura 6.9.2.1: Diagrama de esfuerzo de flexión de la mensula.

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{1,05} = 1500000 \cdot \frac{275}{1,05} = 392857143N \cdot mm > 115038927N \cdot mm$$

→ Cumple

Eje y (eje debil)

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{1,05} = 176000 \cdot \frac{275}{1,05} = 46095238,1 N \cdot mm > 0 N \cdot mm \rightarrow$$

Cumple

6.9.3. Comprobación a cortante, DB SE-A 6.2.4:

Tal y como se puede ver en diagrama de cortante en los dos extremos esta solicitados al mismo esfuerzo cortante.

Eje z (eje debil):

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y}{1,05} = \frac{6319,28}{\sqrt{3}} \cdot \frac{275}{1,05} = 955543,2881 N \cdot mm > 0 N \cdot mm$$

→ Cumple

Eje y (eje fuerte):

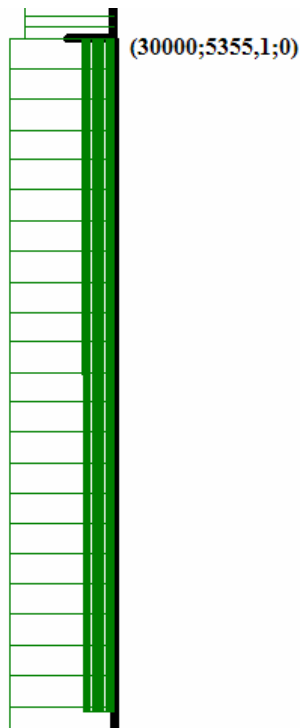


Figura 6.9.3.1: Diagrama cortante de la mensula.

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y}{1,05} = \frac{4230}{\sqrt{3}} \cdot \frac{275}{1,05} = 639621,6197N > 605465,352N$$

→ Cumple

6.9.4. Comprobación de la sección a flexión desviada:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} = \frac{0}{46095238,1} + \frac{115038927}{392857142,9} = 0,29282636 \leq 1$$

6.9.5. Comprobación de la sección a flexión compuesta, DB SE-A 6.2.8 :

Sección (30000;5355,1;0):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} = \frac{13573,9008}{2587619,048} + \frac{0}{46095238,1} + \frac{115038927}{392857142,9} = 0,29807207 \leq 1$$

6.9.6. Comprobación de la sección a flexión y cortante, DB SE-A 6.2.8:

$$V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{c,Rd}$$

→ No interacciona

Si interacciona para secciones I o H:

$$M_{Ed} \leq M_{V,Rd} = \left(W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{1,05}$$

$$\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Eje y:

$$605465.352 \text{ N} \geq 0,5 \cdot 639621.6197 \text{ N} = 319810,8 \text{ N} \rightarrow \text{Interacciona}$$

Si interacciona para secciones I o H:

$$M_{Ed} \leq M_{V,Rd} = \left(1500000 - \frac{0.797803 \cdot 4230^2}{4 \cdot 9,4} \right) \cdot \frac{275}{1,05} = -97933397 \text{ N} \cdot \text{mm} \geq 0 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\rho = \left(2 \cdot \frac{605465,352}{639621,6197} - 1 \right)^2 = 0,797803597$$

Eje z:

$$0 < 1426220,122 \cdot 0,5 = 713110,061 \text{ N} \rightarrow \text{No Interacciona}$$

6.10. Comprobaciones detalladas de E.L.S de la mensula.

El desplazamiento vertical máximo de la mensula en las combinaciones características debe ser:

$$\delta_{\max} < \frac{L_{\text{mensula}}}{300} = \frac{280}{300} = 0,93 \text{ mm}$$

Según el Cestri el desplazamiento máximo el punto (29720;5355,1;0) mm del pórtico es:

Combinación característica 1:

$$\delta_{(29720;5355,1;0)} = 0,56 \text{ mm} < 0,93 \text{ mm}$$

Combinación característica 2:

$$\delta_{(29750;5355,1;0)} = 0,3 \text{ mm} < 0,93 \text{ mm}$$



Figura 6.10.1: Detalle de diagrama de desplazamiento de la mensula.

7. ARRIOSTRAMIENTOS.

Para la seguridad ante la estabilidad contra el viento y las imperfecciones iniciales dimensionamos los siguientes elementos:

- Pilares de los pórticos frontales
- Viga contraviento
- Entramado lateral

7.1. Pilares de los pórticos frontales.

Con el viento longitudinal dimensionaremos los pilares de los pórticos frontales o cabeceros. La hipótesis de carga es la siguiente:

El ancho tributario de cada pilar es:

$$R=0,5 \cdot 1,5 \cdot Q_{v, \text{longitudinal}} \cdot \text{Ancho}$$

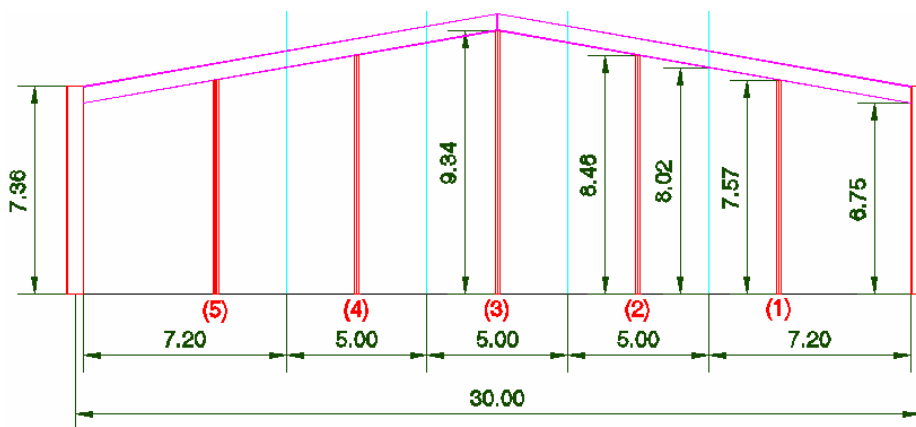


Figura 7.1.1: Detalle de los pórticos frontales.

$$\text{Ancho}_1 = \frac{L}{N^\circ \text{ Pilares} + 1} = \frac{30}{5 + 1} = 5m$$

$$\text{Ancho}_2 = \frac{L}{N^\circ \text{ Pilares} + 1} + \left(\frac{\text{Ancho}_1}{2} - \frac{\text{AnchoPilarIPE600}}{2} \right) = \frac{30}{5 + 1} + \left(\frac{5}{2} - \frac{0,6}{2} \right) = 7,2m$$

Pilar 1:

$$R_{p,1} = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 877 \cdot \text{Ancho}_2 = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 877 \cdot 7,2 = 4735,8 \text{ N/m}$$

Pilar 2:

$$R_{p,2} = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 877 \cdot \text{Ancho}_1 = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 877 \cdot 5 = 3288,75 \text{ N/m}$$

Pilar 3:

$$R_{p,3} = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 877 \cdot \text{Ancho}_1 = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 877 \cdot 5 = 3288,75 \text{ N/m}$$

Pilar 4:

$$R_{p,4} = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 877 \cdot \text{Ancho}_1 = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 877 \cdot 5 = 3288,75 \text{ N/m}$$

Pilar 5:

$$R_{p,5} = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 877 \cdot \text{Ancho}_2 = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 877 \cdot 7,2 = 4735,8 \text{ N/m}$$

7.1.1. Comprobación de la sección de los pilares a flexión simple (DB SE-A 6.2.6):

Eje z (eje fuerte) :

El momento máximo en una viga encastada es el siguiente:

$$M_{Ed} = R_p \cdot \frac{h_p^2}{2} \quad [\text{Ec. 28}]$$

Comprobamos el peor valor:

Pilar 1, Pilar 5:

$$M_{Ed,1;5} = R_{p1;5} \cdot \frac{h_{p1;5}^2}{2} = 4735,8 \cdot \frac{7,57^2}{2} = 135692,272 N \cdot m$$

Pilar 2, Pilar 4:

$$M_{Ed,2;4} = R_{p2;4} \cdot \frac{h_{p2;4}^2}{2} = 3288,75 \cdot \frac{8,46^2}{2} = 117690,549 N \cdot m$$

Pilar 3:

$$M_{Ed,3} = R_{p3} \cdot \frac{h_{p3}^2}{2} = 3288,75 \cdot \frac{9,34^2}{2} = 143448,039 N \cdot m$$

IPE 300

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{1,05} = 557000 \cdot \frac{275}{1,05} = 145880952 N \cdot mm > 143448039 N \cdot mm$$

→ Cumple

7.1.2. Comprobación pandeo lateral:

Debe comprobarse lo siguiente:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{1,1} \quad [\text{Ec. 21}]$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1 \quad [\text{Ec. 22}]$$

Donde

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2 \right] \quad [\text{Ec. 23}]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} \quad [\text{Ec. 24}]$$

α_{LT} : factor de imperfección, obtenido de la tabla 6.10

Momento crítico elástico de pandeo lateral:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2}$$

$$M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} \quad [\text{Ec 25, 26 y 27}]$$

$$M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,2}^2$$

C_1 = factor de la tabla 6.11 del DB SE-A.

L_c : distancia entre apoyos laterales que impiden el pandeo lateral.

Comprobación pilar 3 con IPE 330:

$$M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 1,88 \cdot \frac{\pi}{2125} \cdot \sqrt{81000 \cdot 265000 \cdot 210000 \cdot 7880000} = 523825926,8 N \cdot mm$$

$$M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,2}^2 = 713000 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000}{2125^2} \cdot 1,88 \cdot 35,5^2 = 15032,27578 N \cdot mm$$

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = \sqrt{523825926,8^2 + 15032,27578^2} = 523825927,1 N \cdot mm$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{713000 \cdot 275}{523825927,1}} = 0,611811473$$

α_{LT} : factor de imperfección, obtenido de la tabla 6.10.

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,611811473 - 0,2) + (0,611811473)^2] = 0,730396844$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,730396844 + \sqrt{0,730396844^2 - 0,611811473^2}} = 0,885462486 \leq 1$$

$$M_{b,Rd} = 0,882575089 \cdot 3070000 \cdot \frac{275}{1,1} = 157833688,2 N \cdot mm \geq 143448039 N \cdot mm$$

→ Cumple

7.1.3. Viga contraviento.

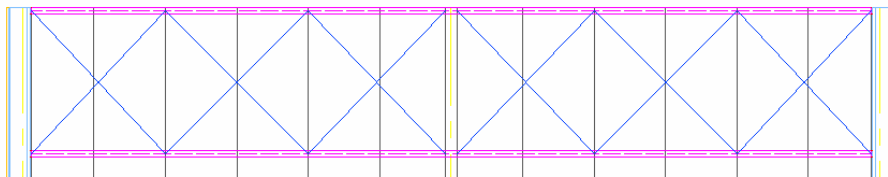


Figura 7.1.3:1: Entramado superior del contraviento.

Además de las hipótesis de viento también se tendrá en cuenta la flecha de las imperfecciones iniciales según el 5.4.1 DB SE-A.

$$k_r = \sqrt{0,2 + \frac{1}{n_r}} \leq 1$$

$$w_0 = \frac{30000}{500} \cdot 0,5393 = 32,358 \text{ mm}$$

$$q = n_r \cdot N_{Ed} \cdot 8 \cdot \frac{(w_0 + \delta)}{L^2} = 11 \cdot 195,61 \cdot 8 \cdot \frac{(32,358 + 31881,8)}{30000^2} = 0,61 \text{ N / mm}$$

N_{Ed} es el cociente entre el momento máximo que solicita el dintel y el canto del mismo (M_{Ed}/h).

δ es el desplazamiento horizontal de la clave (perpendicular al pórtico), en la hipótesis de viento longitudinal.

Se ha hecho el estudio de los esfuerzos axiles con el Cespla.

Valor de cálculo de esfuerzo axil que afecta a una barra transversal en el entramado superior es:

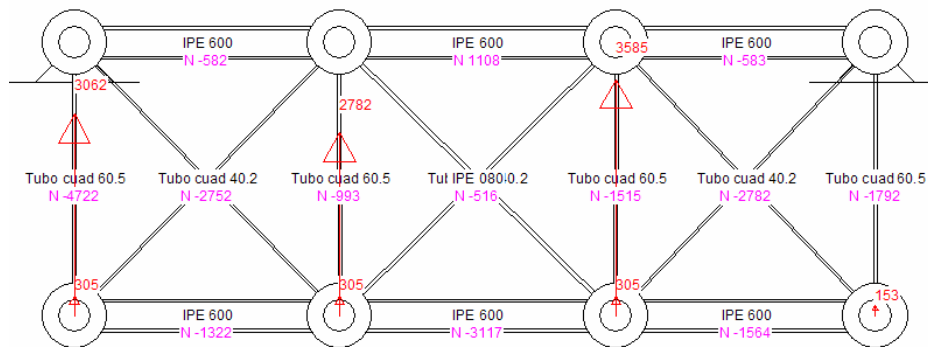


Figura 7.1.3.2: Entramado superior con el programa Cespla.

Fuerzas aplicadas:

$$F_1 = \frac{q \cdot l}{n} + h_{pilar3} \cdot R_{pilar3} = \frac{0,61 \cdot 30000}{6} + 9,31 \cdot 3288,75 = 3050 + 30620 = 33670N$$

$$F_2 = \frac{q \cdot l}{n} + h_{pilar2} \cdot R_{pilar2} = \frac{0,61 \cdot 30000}{6} + 8,46 \cdot 3288,75 = 3050 + 27822,82 = 30872,82N$$

$$F_3 = \frac{q \cdot l}{n} + h_{pilar1} \cdot R_{pilar1} = \frac{0,61 \cdot 30000}{6} + 8,46 \cdot 3288,75 = 3050 + 35850 = 38900N$$

$$F_3 = \frac{q \cdot l}{n \cdot 2} = \frac{0,61 \cdot 30000}{6 \cdot 2} = 1525N$$

$$N_{Ed,m\acute{a}xima} = 27820,5 N$$

-Comprobaci3n de la secci3n a compresi3n del tubo de la viga a contraviento, DB SE-A
6.2.3.

Tubo Ø 40.2 :

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{1,05} = 239 \cdot \frac{275}{1,05} = 62595,23N > 27820,5N$$

→ Cumple

-Comprobaci3n de pandeo producido por esfuerzo axial de la viga contraviento , 6.3.2
DB SE-A:

Tubo Ø 90.3 :

$$N_{Ed} < N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{1,1} = 0,136847046 \cdot 819 \cdot \frac{275}{1,1} = 28019,43273 < 27820,5N \rightarrow \text{Cumple}$$

$$N_{CR} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I = \left(\frac{\pi}{6930}\right)^2 \cdot 210000 \cdot 776000 = 33489,93404N$$

$$\text{Esbeltez reducida: } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = \sqrt{\frac{819 \cdot 275}{33489,93404}} = 2,593290396 \geq 0,2$$

El coeficiente χ de reducción por pandeo, para valores de la esbeltez reducida $\bar{\lambda} \geq 0,2$, se obtiene de:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^{-2}}} = \frac{1}{4,113873031 + \sqrt{4,113873031^2 - (2,593290)^2}} = 0,136847046 \leq 1$$

Donde

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda}^2) \right] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (2,593290396 - 0,2) + (2,593290396)^2] = 4,113873031$$

α es el coeficiente de imperfección elástica, que adopta los valores de la tabla 6.3 D.B SE-A en función de la curva de pandeo (véase tabla 6.2 DB SE-A). Ésta representa la sensibilidad al fenómeno dependiendo del tipo de sección, plano de pandeo y tipo de acero, de acuerdo a la tabla 6.2 DB SE.

Valor de calculo de esfuerzo axil que afecta a una barra transversal en el entramado lateral es:

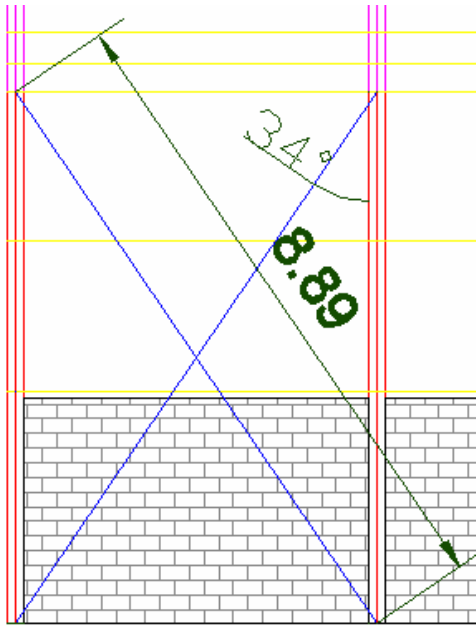


Figura 7.1.3.3: Entramado lateral de arriostramiento.

$$N_{Ed} = q \cdot \frac{1}{2 \cdot n} + R_{p,1} \cdot h_{pilar1} = 0,61 \cdot \frac{30000}{2 \cdot 6} + 7,57 \cdot 4735,8 = 37375N$$

$$N_{Ed,barra} = \frac{N_{Ed}}{\cos \alpha} = \frac{37375}{\cos 56^\circ} = 66837,4N$$

- Comprobación de la sección a compresión del tubo a contraviento, DB SE-A 6.2.3.

Tubo Ø 40.3 :

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{1,05} = 349 \cdot \frac{275}{1,05} = 91404,76N > 66837,4N$$

→ Cumple

Tubo Ø 125.5 :

- Comprobación de pandeo producido por esfuerzo axial de la viga contraviento , 6.3.2

DB SE-A:

$$N_{Ed} < N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{1,1} = 0,157515064 \cdot 1880 \cdot \frac{275}{1,1} = 74032,08004N > 66837,4N \rightarrow$$

Cumple

$$N_{CR} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I = \left(\frac{\pi}{8890}\right)^2 \cdot 210000 \cdot 3400000 = 89165,004N$$

$$\text{Esbeltez reducida: } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = \sqrt{\frac{1880 \cdot 275}{89165,004}} = 2,407953267 \geq 0,2$$

→ Cumple

El coeficiente χ de reducción por pandeo, para valores de la esbeltez reducida $\bar{\lambda} \geq 0,2$, se obtiene de:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{3,63095456 + \sqrt{3,63095456^2 - (2,40795326)^2}} = 0,157515064 \leq 1$$

→ Cumple

Donde

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda}^2) \right] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (2,407953267 - 0,2) + (2,407953267)^2] = 3,63095456$$

α es el coeficiente de imperfección elástica, que adopta los valores de la tabla 6.3 D.B SE-A en función de la curva de pandeo (véase tabla 6.2 DB SE-A). Ésta representa la sensibilidad al fenómeno dependiendo del tipo de sección, plano de pandeo y tipo de acero, de acuerdo a la tabla 6.2 DB SE.

8. UNIONES.

8.1. Unión entre pilar y dintel.

Debido a un alto valor del momento flector en los extremos de los dinteles se ha decidido que la unión entre ambos elementos se correrá hasta una distancia que cumpla con las exigencias de momento flector mínimas para la chapa de unión atornillada estudiada posteriormente. Se tendrá en cuenta que las dimensiones del pilar entero y la parte de dintel hasta la unión atornillada no excedan para poder hacer un transporte común, ya que la unión entre los extremos de respectivos elementos se soldará en taller. Para el estudio de esta unión se ha seguido el apartado 8.8.4 del DB SE-A.

8.1.1. Dimensionado de la chapa atornillada.

El método de unión entre es una chapa atornillada, la altura de la cual es la siguiente:

$H = 600 \text{ mm}$.

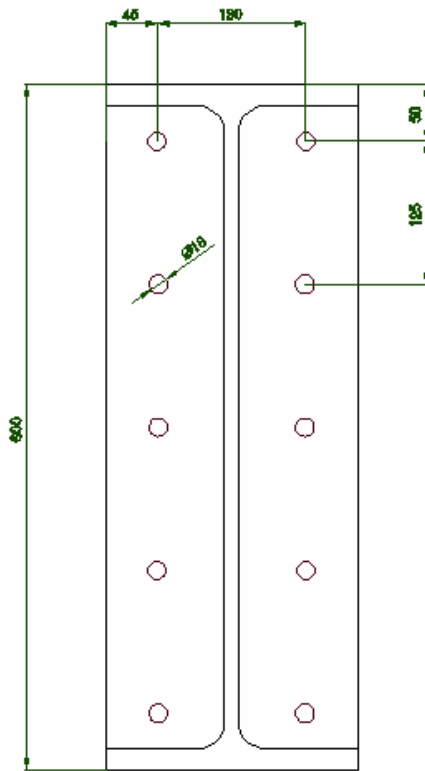


Figura 8.1.1.1: Unión del pilar y el dintel.

Se utilizan tornillos ordinarios M16 calidad 10.9 de $f_{vb} = 1000 \text{ N/mm}^2$ y $\gamma_{M2} = 1,25$.

2

El apartado 8 del DB SE-A marca las distancias mínimas entre ejes de agujeros, siguiendo el apartado 2 a) y 2 b), tenemos las distancias mínimas y máximas en la dirección de la fuerza que se transmite y en la dirección perpendicular de la fuerza:

Distancias mínimas:

Dirección de la fuerza:

$$e_1 \geq 1,2 \cdot 16 = 19,2 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2,2 \cdot 16 = 35,2 \text{ mm}$$

Dirección perpendicular de la fuerza:

$$e_2 \geq 1,5 \cdot 16 = 21 \text{ mm}$$

$$p_2 \geq 3 \cdot 16 = 48 \text{ mm}$$

Distancias máximas:

$$e_1, e_2 \leq 40 + 4 \cdot 19 = 116 \text{ mm}$$

$$p_1, p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

Hay espacio libre para poder hacer agujeros de 500 mm, se decide colocar cinco tornillos por fila.

$$p_1 = \frac{500}{4} = 125 \text{ mm}$$

$$p_2 = 180 \text{ mm}$$

$$e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$e_2 = 45 \text{ mm}$$

La posición de la línea neutra se obtiene elásticamente (figura 8.11.2.), resultando la ecuación:

$$\frac{c}{c_1} = \sqrt{\frac{b}{d}}$$

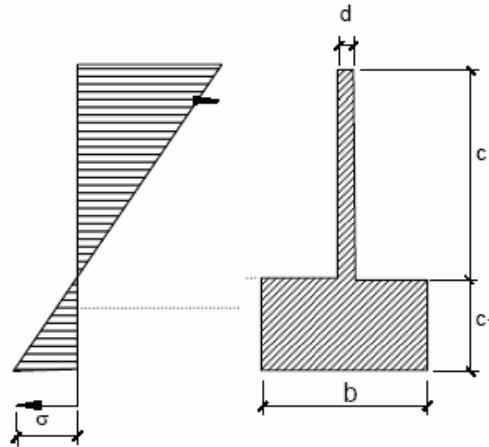


Figura 8.1.1.2: Línea neutra de esfuerzos.

Se tiene dos incógnitas c y c_1 , con lo cual se plantea un sistema de dos ecuaciones de dos incógnitas:

$$\frac{c}{c_1} = \sqrt{\frac{b}{d}} = \sqrt{\frac{220}{3,14}}$$

$$d = \frac{A \cdot n}{\sum p} = \frac{157 \cdot 10}{4 \cdot 125} = 3,14 \text{ mm}$$

$$H = c + c_1 = e_1 + 4p_1 + e_1 = 600 \text{ mm}$$

$$\left\{ \frac{c}{c_1} = \sqrt{\frac{220}{3,14}} \right\}$$

$$c + c_1 = 600$$

La resolución del cual es: $c = 535,96$ y $c_1 = 64,03137$

Momento de cálculo resistente de la unión:

El momento de cálculo resistente de la unión debe ser mayor que el momento de efecto de cálculo:

$$M_u < M_d$$

$$M_u = \frac{F_{t,Rd}}{A \cdot c} \cdot \left[\frac{d \cdot c^3}{3} + \frac{b \cdot c_1^3}{3} \right] = \frac{113040}{157 \cdot 535,96} \cdot \left[\frac{3,14 \cdot 535,96^3}{3} + \frac{220 \cdot 64,03137^3}{3} \right] = 242337013,4 N \cdot mm$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{vb} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 1000 \cdot 157}{1,25} = 113040 N$$

Con este valor máximo de momento flector que puede aguantar la chapa atornillada se ha buscado el punto exacto donde el dintel tiene este valor de momento flector.

Se ha cogido la situación persistente 4, como ya se ha dicho es la peor combinación de acciones, según el listado de resultados del programa Cestri, en el punto longitudinal 2925,2 mm (coordenadas locales dintel) el valor del momento flector es más pequeño que el indicado anteriormente como momento de efecto de calculo.

$$M_{x=2925,2} < M_u$$

$$237202209,5 N \cdot mm < 242337013,4 N \cdot mm \quad \text{---> Cumple}$$

El esfuerzo cortante de cálculo resistente de la unión debe mayor que el de efecto de cálculo citado del punto en concreto:

$$F_{v,Rd} > V_d$$

$$F_{t,Rd} = n \cdot \frac{0,5 \cdot f_{vb} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 10 \cdot \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 157}{1,25} = 628000 N$$

$$F_{v,Rd} > V_{x=2925,2}$$

$$628000 N > 101123,47 N \quad \text{---> Cumple}$$

ANEXO I

8.1.2. Dimensionado de la chapa atornillada situada en la clave.

$$h = \frac{600}{\cos 10^\circ} = 609,25 \text{ mm}$$

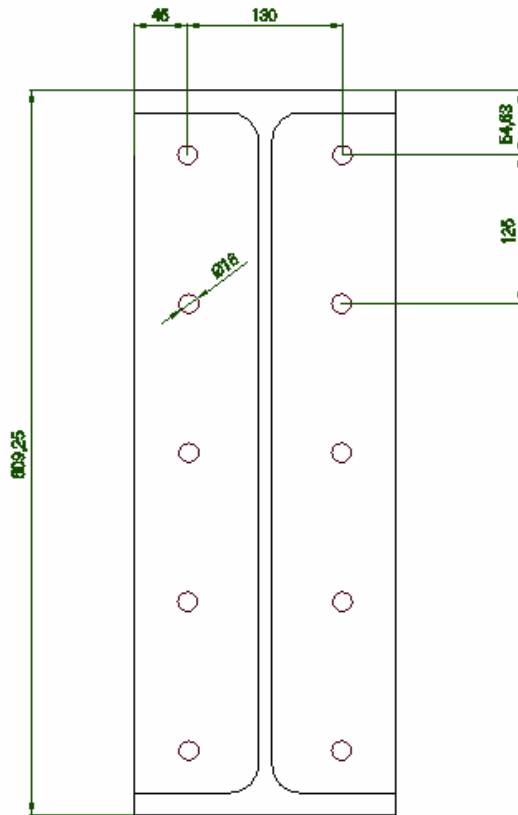


Figura 8.1.2.1: Unión entre dintel y dintel.

Se utilizan tornillos ordinarios M16 calidad 10.9 de $f_{vb} = 1000 \text{ N/mm}^2$ y $\gamma_{M2} = 1,25$.

Hay el espacio libre para agujeros de 500 mm, se decide colocar cinco tornillos por fila.

$$p_1 = \frac{500}{4} = 125 \text{ mm}$$

$$p_2 = 220 - 2 \cdot e = 170 \text{ mm}$$

$$e_1 = 54,63 \text{ mm}$$

$$e_2 = 45 \text{ mm}$$

$$30,8 \text{ mm} < 125 \text{ mm} < 200 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$16,8 \text{ mm} < 54,63 \text{ mm} < 116 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$21 \text{ mm} < 45 \text{ mm} < 116 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$42 \text{ mm} < 170 \text{ mm} < 200 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Se tiene dos incógnitas c y c_1 , con lo cual se plantea un sistema de dos ecuaciones de dos incógnitas:

$$\frac{c}{c_1} = \sqrt{\frac{b}{d}} = \sqrt{\frac{220}{3,14}}$$

$$d = \frac{A \cdot n}{\sum p} = \frac{157 \cdot 10}{4 \cdot 125} = 3,14 \text{ mm}$$

$$H = c + c_1 = e_1 + 4p_1 + e_2 = 600 \text{ mm}$$

$$\left\{ \frac{c}{c_1} = \sqrt{\frac{220}{3,14}} \right\}$$

$$c + c_1 = 600$$

se calculan las incógnitas: $c = 535,96$ y $c_1 = 64,03137$.

- Momento de cálculo resistente de la unión:

El momento de cálculo resistente de la unión debe ser mayor que el momento de efecto de cálculo:

$$M_u < M_d$$

$$M_u = \frac{F_{t,Rd}}{A \cdot c} \cdot \left[\frac{d \cdot c^3}{3} + \frac{b \cdot c_1^3}{3} \right] = \frac{113040}{157 \cdot 535,96} \cdot \left[\frac{3,14 \cdot 535,96^3}{3} + \frac{220 \cdot 64,03137^3}{3} \right] = 242337013,4 N \cdot mm$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{vb} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 1000 \cdot 157}{1,25} = 113040 N$$

$$M_{x=15231,14} < M_u$$

$$235297097,7 N \cdot mm < 242337013,4 N \cdot mm \quad \longrightarrow \text{Cumple}$$

El esfuerzo cortante de cálculo resistente de la unión debe ser mayor que el de efecto de cálculo citado del punto en concreto:

$$F_{v,Rd} > V_d$$

$$F_{t,Rd} = n \cdot \frac{0,5 \cdot f_{vb} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 10 \cdot \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 157}{1,25} = 628000 N$$

$$F_{v,Rd} > V_{x=15231}$$

$$628000 N > 24586,1163 N \quad \longrightarrow \text{Cumple}$$

9. CIMENTACIONES.

9.1. Combinaciones E.L.U de las cimentaciones laterales.

Se han valorado las acciones sobre la base según el 4.3 DB SE :

Para los E.L.U. valores de axil:

Situación persistente 1.

$$1,35 \cdot N_{\text{Peso propio}} = 1,35 \cdot 46,96 = 63,39 \text{ kN}$$

Situación persistente 2.

$$1,35 \cdot N_{\text{Peso propio}} + 1,5 \cdot N_{\text{Reacciones puente grúa}} = 1,35 \cdot 46,96 + 1,5 \cdot 404,092 = 669,534 \text{ kN}$$

Situación persistente 3.

$$1,35 \cdot N_{\text{Peso propio}} + 1,5 \cdot N_{\text{Reacciones puente grúa}} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot N_{\text{Nieve}} = 1,35 \cdot 46,96 +$$

$$1,5 \cdot 404,092 + 0,75 \cdot 37,980 = 698,019 \text{ kN}$$

Situación persistente 4.

$$1,35 \cdot N_{\text{Peso propio}} + 1,5 \cdot N_{\text{Sobrecarga montaje}} = 1,35 \cdot 46,96 + 1,5 \cdot 76,109904 = 140,999 \text{ kN}$$

Situación persistente 5.

$$1,35 \cdot N_{\text{Peso propio}} + 1,5 \cdot N_{\text{Reacciones puente grúa}} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot N_{\text{Nieve}} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot N_{\text{Viento}} = 1,35 \cdot 46,96 +$$

$$1,5 \cdot 404,092 + 0,75 \cdot 37,980 + 0,75 \cdot 39,091 = 727,33 \text{ kN}$$

Para los E.L.U. valores de momento:

Situación persistente 1.

$$1,35 \cdot M_{z,\text{peso propio}} = 1,35 \cdot 95,684 = 129,17 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Situación persistente 2.

$$1,35 \cdot M_{z,\text{Peso propio}} + 1,5 \cdot M_{z,\text{Reacciones puente grua}} = 1,35 \cdot 95,684 + 1,5 \cdot 53,709 = 209,73 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Situación persistente 3.

$$1,35 \cdot M_{z,\text{Peso propio}} + 1,5 \cdot M_{z,\text{Reacciones puente grua}} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot M_{z,\text{Nieve}} = 1,35 \cdot$$

$$1,5 \cdot 404,092 + 0,75 \cdot 37,980 + 0,75 \cdot 112,011 = 293,73 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Situación persistente 4.

$$1,35 \cdot M_{z,\text{Peso propio}} + 1,5 \cdot M_{z,\text{Sobrecarga montaje}} = 1,35 \cdot 95,684 + 1,5 \cdot 224,464 = 336,696 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Situación persistente 5.

$$1,35 \cdot M_{z,\text{Peso propio}} + 1,5 \cdot M_{z,\text{Reacciones puente grua}} + \\ 1,5 \cdot 0,5 \cdot M_{z,\text{Nieve}} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot M_{z,\text{Viento}} = 1,5 \cdot 404,092 + 0,75 \cdot 37,980 \\ + 0,75 \cdot 112,011 + 0,75 \cdot 112,011 + 0,75 \cdot 219,353 = 458,244 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Los peores valores de axil y momento flector son los de la situación persistente 5.

$$N_{Ed}=727,33 \text{ kN} \quad M_{Ed}=458,244 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

9.2. Unión del pilar con la zapata.

La comprobación de la unión de un elemento metálico a otro de hormigón según el apartado 8.8 del DB SE-A, como son las basas de soportes, requiere verificar la existencia de resistencia suficiente frente a los esfuerzos transmitidos en la región de contacto, considerando, tanto la resistencia del hormigón de dicha región, como la de los elementos metálicos que materializan el contacto.

El área eficaz y las correspondientes tensiones de contacto queda definida por la superficie comprimida que se define a continuación, las secciones de acero correspondientes a los pernos de anclaje destinados a trabajar en tracción o cortadura, y a las de los elementos de cortante, si existen. La región de contacto en compresión, o área eficaz de apoyo de la basa, dependiente del espesor de ésta, estará formada por la región de basa limitada por segmentos de recta paralelos a las caras de los perfiles que forman la sección de arranque del soporte, a una distancia máxima c de dichas caras, distancia que se define a continuación.

$$c \leq t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{jd}}} \quad [\text{Ec. 29}]$$

t : espesor de la base

f_{yd} : resistencia de cálculo del acero de la basa, con $\gamma_M=1,1$.

$$F_{jd}=\beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3 \cdot f_{cd} \quad [\text{Ec. 30}]$$

f_{cd} : valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón sobre probeta cilíndrica

Resistencia en compresión del hormigón:

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad [\text{Ec. 31}]$$

Sumatorio de momentos respecto el punto A y B:

$$\sum M_A = 0$$

$$H \cdot (d + f) - M_{Ed} - N_{Ed} \cdot f = 0$$

$$\sum M_B = 0$$

$$T \cdot (d + f) - M_{Ed} + N_{Ed} \cdot d = 0$$

9.3. Precalculo de la base.

Primero se ha hecho un precalculo para determinar las medidas de la base después con estas medidas se han hecho las comprobaciones de resistencia del hormigón bajo la base y la comprobación a tracción de los pernos.

Área eficaz a compresión:

$$A_{ef} = l_{ef} \cdot b_{ef} = (2 \cdot c + t_{f1}) \cdot (2 \cdot c + b_1) + (2 \cdot c + t_{f2}) \cdot (2 \cdot c + b_2) = (2,828 \cdot t + t_f) \cdot (2,828 \cdot t + b) = (2,828 \cdot 15 + (19 + 25)) \cdot (2,828 \cdot 15 + 220) + (2,828 \cdot 15 + (25)) \cdot (2,828 \cdot 15 + 100) = 32280,29 \text{ mm}^2$$

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot 2,5 \cdot 25 = 41,667$$

$$c \leq t \cdot \sqrt{\frac{275}{1,1 \cdot 3 \cdot 41,667}} = 1,414 \cdot t$$

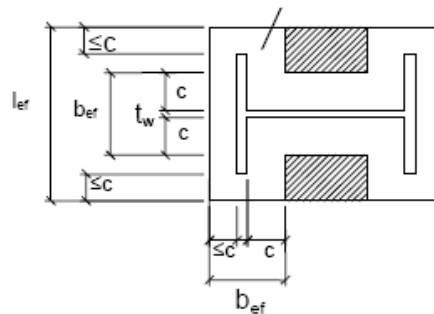


Figura 9.3.1: Área eficaz

Se utilizan tornillos ordinarios M16 calidad 5.6 según la tabla 4.3 del DB SE-A, con una tensión de rotura de $f_{vb}= 500 \text{ N/mm}^2$ y $\gamma_{M_2} = 1,25$.

El punto 8 del DB SE-A marca las distancias mínimas entre ejes de agujeros, siguiendo el apartado 2 a) y 2 b), tenemos las distancias mínimas y máximas en la dirección de la fuerza que se transmite y en la dirección perpendicular de la fuerza:

Distancias mínimas:

Dirección de la fuerza:

$$e_1 \geq 1,2 \cdot 16 = 19,2 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2,2 \cdot 16 = 35,2 \text{ mm}$$

Dirección perpendicular de la fuerza:

$$e_2 \geq 1,5 \cdot 16 = 24 \text{ mm}$$

$$p_2 \geq 3 \cdot 16 = 48 \text{ mm}$$

Distancias máximas:

$$e_1, e_2 \leq 40 + 4 \cdot 15 = 100 \text{ mm}$$

$$p_1, p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

Dimensiones de la base:

$$b_p = 400 \text{ mm} \quad a_p = 800 \text{ mm} \quad e_1 = 37,48 \text{ mm} \quad p_1 = 181,26 \text{ mm} \quad e_2 = 100 \text{ mm} \quad p_2 = 100 \text{ mm}$$

Con estas distancias entre agujeros se cumple las distancias mínimas y máximas entre agujeros especificadas en el apartado anterior.

9.4. Comprobación de resistencia del hormigón y comprobación a tracción de los pernos.

$$F_{c,Rd} > H_{Ed} \quad F_{t,Rd} > T_{Ed}$$

Para determinar el valor de H_{Ed} y T_{Ed} , se necesita las distancias d y f , las cuales son:

$$d = \frac{h}{2} = 300 \text{ mm}$$

$$f = 2 \cdot p_1 = 2 \cdot 181,26 = 362,52 \text{ mm}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$H_{Ed} \cdot (d + f) - M_{Ed} - N_{Ed} \cdot f = 0$$

$$H_{Ed} = \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot f}{(d + f)} = \frac{458,244 + 727,33 \cdot 0,362}{(0,3 + 0,362)} = 1089,93 \text{ kN}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$T_{Ed} \cdot (d + f) - M_{Ed} + N_{Ed} \cdot d = 0$$

$$T_{Ed} = \frac{M_{Ed} - N_{Ed} \cdot d}{(d + f)} = \frac{458,244 - 727,33 \cdot 0,3}{(0,3 + 0,362)} = 362,605 \text{ kN}$$

Resistencia del hormigón bajo placa:

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot A_{ef} = 41,667 \cdot 32280,29 = 1345022,843 \text{ N} = 1345,022 \text{ kN} > 1089,93 \text{ kN}$$

→ Cumple

Comprobación a tracción de los tornillos según el apartado 8.5.2 (DB SE-A):

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{vb} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \cdot n = \frac{0,9 \cdot 500 \cdot 157}{1,25} \cdot 10 = 565200 N = 565,200 kN > 358,397 kN$$

→ Cumple

Comprobación de la área eficaz de la placa de anclaje:

Siguiendo las indicaciones de la tabla 8.2 del DB SE-A se valoran las dimensiones del área portante equivalente.

$$a_1 = 2,9 \text{ m}$$

$$b_1 = 1,85 \text{ m}$$

$$a_1 = 5 \cdot 0,8 = 4 \text{ m}$$

$$b_1 = 5 \cdot 0,4 = 2 \text{ m}$$

$$a_1 = 0,8 + 0,4 = 1,2 \text{ m}$$

$$b_1 = 0,4 + 0,4 = 0,8 \text{ m}$$

$$a_1 = 5 \cdot 1,85 = 9,25 \text{ m}$$

$$b_1 = 5 \cdot 2,9 = 14,5 \text{ m}$$

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{1,2 \cdot 0,8}{0,4 \cdot 0,8}} = 1,732 \leq 5$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3 \cdot f_{cd}$$

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot 1,732 \cdot 25 \leq 3,3 \cdot \frac{25}{1,5} = 55$$

$$f_{jd} = 28,8667 \leq 55$$

$$c \leq t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{jd}}} = t \cdot \sqrt{\frac{275}{1,1 \cdot 3 \cdot 28,86}} = t \cdot 1,69$$

Sale un valor muy similar al que se ha cogido en el calculo de la base, $c \approx 1,41 \cdot t$.

9.5. Predimensionado de la zapata.

Se decide poner zapata rígida según el apartado 4.1.1 (DB SE-C), se considerarán estructuralmente rígidas las zapatas cuyo vuelo v , en la dirección principal de mayor vuelo, sea menor o igual que dos veces el canto h ($v \leq 2h$)

$$h = 500 \text{ mm} \quad 2 \cdot 500 \geq V_{\max}$$

$$B = 2600 \text{ mm}$$

$$L = 1500 \text{ mm}$$

9.5.1. Área equivalente de la zapata:

Según el apartado 4.3.1.3 del DB SE-C el ancho equivalente es el siguiente:

$$B^* = B - 2 \cdot e_B = 2,6 - 1,18 = 1,42 \text{ m}$$

Según el apartado 4.3.1.3 del DB SE-C el largo equivalente es el siguiente:

$$L^* = L - 2 \cdot e_L = 1,5 \text{ m}$$

$$e_B = \frac{M_{Ed,B}}{N_{Ed,B}} = \frac{458,244}{727,33 + 47,823} = 0,591 \text{ m}$$

9.5.2. Presión total bruta media de la zapata:

Según el apartado 4.3.1.3 del DB SE-C la presión total bruta media de la zapata es el siguiente:

$$q_b = \frac{V}{B^* \cdot L^*} = \frac{N_{Ed} + P_{p,zapata}}{B^* \cdot L^*} = \frac{727,33 + 47,823}{1,42 \cdot 1,5} = 363,92 \frac{kN}{m^2} = 0,363 \frac{N}{mm^2}$$

$$P_p = V_{zapata} \cdot P_{E,hormigón} = (0,5 \cdot 2,6 \cdot 1,5) m^3 \cdot (24,525 \frac{kN}{m^3}) = 47,823 kN$$

9.5.3. Presión admisible del terreno.

Corresponde al valor límite de servicio de los movimientos de la cimentación.

Según la tabla 2.2 Valores límite basados en la distorsión angular del DB SE-C, para estructuras isostáticas la distorsión angular máxima es 1/300.

Presión vertical admisible de servicio, 4.3.3 (DB SE-A):

$$S_t = \frac{2600}{300} = 8,667 \text{ mm}$$

Para $B^* > 1,2 \text{ m}$:

q_{adm}

$$= 8 \cdot N_{SPT} \cdot (1 +$$

$$\frac{D}{3 \cdot B^*}) \cdot (\frac{S_t}{25}) \cdot (\frac{B^* + 0,3}{B^*})^2 = 8 \cdot 50 \cdot (1 + \frac{0,7}{3 \cdot 1,42}) \cdot (\frac{8,667}{25}) \cdot (\frac{1,42 + 0,3}{1,42})^2 = 236,877$$

kN/m^2

9.5.4. Comprobación del estado límite último de hundimiento.

$q_{adm} > q_b$, con esta imposición cumple el estado límite último de hundimiento.

Con las medidas del predimensionado se tiene:

$$236,877 \text{ kN/m}^2 < 363,92 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow \text{No cumple}$$

9.6. Dimensiones de la zapata pilar IPE 600.

Medidas óptimas de la zapata:

$$h = 1400 \text{ mm}$$

$$B = 2900 \text{ mm}$$

$$L = 1850 \text{ mm}$$

9.6.1. Área equivalente de la zapata:

Según el apartado 4.3.1.3 del DB SE-C, el ancho equivalente es el siguiente:

$$B^* = B - 2 \cdot e_B = 2,9 - 2 \cdot 0,502 = 1,894 \text{ m}$$

Según el apartado 4.3.1.3 DB SE-C, la longitud equivalente es el siguiente:

$$L^* = L - 2 \cdot e_L = 1,85 \text{ m}$$

$$e_B = \frac{M_{Ed,B}}{N_{Ed,B}} = \frac{458,244}{727,33 + 184,207} = 0,5027 \text{ m.}$$

9.6.2. Presión total bruta media de la zapata:

Según el apartado 4.3.1.3 del DB SE-C, la presión total bruta media de la zapata es la siguiente:

$$q_b = \frac{V}{B^* \cdot L^*} = \frac{N_{Ed} + P_{p.zapata}}{B^* \cdot L^*} = \frac{727,33 + 184,207}{1,894 \cdot 1,85} = 260,071 \frac{kN}{m^2} = 0,260 \frac{N}{mm^2}$$

$$P_p = V_{zapata} \cdot P_{E,hormigón} = (1,4 \cdot 2,9 \cdot 1,85) \text{ m}^3 \cdot (24,525 \frac{kN}{m^3}) = 184,207 \text{ kN}$$

9.6.3. Presión admisible del terreno.

Corresponde al valor límite de servicio de los movimientos de la cimentación.

Según la tabla 2.2 Valores límite basados en la distorsión angular del DB SE-C, para estructuras isostáticas la distorsión angular máxima es 1/300.

Presión vertical admisible de servicio, 4.3.3 (DB SE-A):

$$S_t = \frac{2900}{300} = 9,667 \text{ mm}$$

Para $B^* > 1,2 \text{ m}$:

q_{adm}

$$= 8 \cdot N_{SPT} \cdot (1 +$$

$$\frac{D}{3 \cdot B^*}) \cdot (\frac{S_t}{25}) \cdot (\frac{B^* + 0,3}{B^*})^2 = 8 \cdot 50 \cdot (1 + \frac{1,6}{3 \cdot 1,724}) \cdot (\frac{9,667}{25}) \cdot (\frac{1,724 + 0,3}{1,724})^2 = 273,267 \text{ kN/m}^2$$

9.6.4. Comprobación del estado límite último de hundimiento.

$q_{adm} > q_b$, con esta imposición cumple el estado límite último de hundimiento.

Con las medidas óptimas se tiene:

$$273.267 \text{ kN/m}^2 > 260.071 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow \text{Cumple}$$

ANEXO I

9.6.5. Verificación de la Estabilidad.

El equilibrio de la cimentación (estabilidad al vuelco o estabilidad frente a la presión) quedará verificado, si para las situaciones de dimensionado pertinentes se cumple la condición:

$$E_{d,stab} \geq E_{d,dst}$$

$$0,9 \cdot (P_p \cdot d + N \cdot d) > 1,8 \cdot (M + T \cdot h)$$

Los valores de los esfuerzos que se aplican son las estudiadas anteriormente en el apartado 9.1 de este Anexo.

Para el peso propio de la zapata :

$$P_p = V_{zapata} \cdot P_{E,hormigón} = (1,4 \cdot 2,9 \cdot 1,85) \text{ m}^3 \cdot (24,525 \text{ kN/m}^3) = 184,207 \text{ kN}$$

$$d = \frac{B}{2} = 1,45 \text{ m}$$

$$0,9 \cdot (61,704 \cdot 1,45 + 727,33 \cdot 1,45) > 1,8 \cdot (458,24 + 141,746 \cdot 1,4)$$

$$1189,556 \text{ kN} \cdot \text{m} > 1182,031 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

9.6.6. Estudio de la distribución de esfuerzos en la zapata:

La distribución de los esfuerzos puede ser triangular o trapezoidal según la extrencidad de los esfuerzos:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{B}{3} = \frac{2,9}{6} = 0,483 \text{ m}$$

$$e_d = \frac{M + T \cdot h}{N + P_p} = \frac{458,24 + 141,746 \cdot 1,4}{727,33 + (2,9 \cdot 1,85 \cdot 1,4)24,525} = 0,502m$$

Si $e_d > e$ entonces estamos ante una distribución triangular.

Donde la tensión máxima tiene la expresión siguiente:

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= \frac{2}{3} \cdot \frac{N + P}{L \cdot \left(\frac{B}{2} - e_d\right)} \rightarrow \frac{\sigma_{\max} \cdot L \cdot \left(\frac{B}{2} - e_d\right) \cdot 3}{2} = N + P_p \rightarrow \frac{\sigma_{\max} \cdot L \cdot C}{2} = N + P \rightarrow \sigma_{\max} = \frac{(N + P_p) \cdot 2}{L \cdot C} = \\ &= \frac{(727,33 + 184,207) \cdot 2}{1,85 \cdot 2,844} = 346,499 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$e_d = \frac{B}{2} - \frac{C}{3} \rightarrow C = \left(\frac{B}{2} - e_d\right) \cdot 3 = \left(\frac{2,9}{2} - 0,502\right) \cdot 3 = 2,844m$$

$$q_{adm} > \sigma_{\max}$$

$$273,267 < 415,799 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{No cumple}$$

Distribución centrada:

Se desplaza el pilar 183 mm. respecto el centro de la zapata, entonces la extrencidad de la zapata coincidirá con la del pilar. Se está ante una distribución triangular.

$$e = e_d$$

$$C = \left(\frac{B}{2} - e_d\right) \cdot 3 = \left(\frac{2,9}{2} - 0,483\right) \cdot 3 = 2,9m$$

$$\sigma_{\max} = \frac{(N + P_p) \cdot 2}{L \cdot C} = \frac{(727,33 + 184,207) \cdot 2}{1,85 \cdot 2,9} = 339,808 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} > \sigma_{\max}$$

$$273,267 < 339,808 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Distribución trapezoidal:

Se desplaza el pilar 366 mm respecto al centro de la zapata, entonces la excentricidad de la zapata será menor que del pilar. Entonces estamos ante una distribución trapezoidal:

$$e_d = 0,502 - 0,366 = 0,136 \text{ mm}$$

$$\frac{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}{2} \cdot L \cdot B = N + P_p$$

$$e_d = \frac{L}{2} - \frac{\sigma_{\min} \cdot B \cdot L \cdot \frac{B}{2} + (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot B \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{3}}{(\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \cdot B \cdot \frac{L}{2}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{(N + P_p)}{L \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_d}{B}\right) = \frac{(727,33 + 184,207)}{1,85 \cdot 2,9} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,136}{2,9}\right) = 217,71 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} > \sigma_{\max}$$

$$273,267 > 217,71 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

9.7. Estudio del armadura.

Según el artículo de cimentaciones rígidas (59.4.1 EHE) la armadura principal puede resistir la tracción máxima:

$$T_d = \frac{R_{ld}}{0,85 \cdot d} \cdot (x_l - 0,25 \cdot a) = A_s \cdot f_{yd}$$

Distancia de distorsión sin el peso propio de la zapata:

$$e = \frac{M + T \cdot h}{N} = \frac{458,24 + 141,746 \cdot 1,4}{727,33} = 0,902m$$

Se resta la distancia que se ha desplazado el eje del pilar respecto el eje de la zapata :

$$e_d = e - 0,366 = 0,902 - 0,366 = 0,536m$$

$$C = 3 \cdot \left(\frac{2,9}{2} * 0,536 \right) = 2,742m$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2}{3} \cdot \frac{N}{L \cdot \left(\frac{B}{2} - e_d \right)} = \frac{2}{3} \cdot \frac{727,33}{1,85 \cdot \left(\frac{2,9}{2} - 0,536 \right)} = 286,762kN / m^2$$

$$\frac{\sigma_{\max}}{C} = \frac{\sigma^*}{B/2}$$

$$\frac{286,762}{2,742} = \frac{\sigma^*}{2,9/2}$$

$$\sigma^* = 151,642kN / m^2$$

$$x_1 = e_d = 0,536m$$

$$R_{ld} = \left(\left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma^*}{2} \right) \cdot \frac{B}{2} \cdot L \right) = \left(\frac{286,762 + 151,642}{2} \right) \cdot \frac{2,9}{2} \cdot 1,85 = 588,009kN$$

Recubrimiento mínimo de la armadura:

Según el artículo 37.2.4 (EHE) , el recubrimiento nominal donde:

$$r_{\text{nom}} = r_{\text{min}} + A_r$$

En este caso en particular $A_r = 10 \text{ mm}$.

$$T_d = \frac{588,009}{0,85 \cdot 0,9} \cdot (0,536 - 0,25 \cdot 0,6) = 296,694 kN = A_s \cdot f_{yd}$$

$$296694 N = A_s \cdot 400 \rightarrow A_s = 741,73 mm^2$$

Según el artículo 42.3.5. (EHE) la cuantía geométrica mínima corresponde :

$$A_s = \frac{2}{1000} \cdot 400 \cdot 2900 = 2320 mm^2 > 741,73 mm^2$$

Con esta cuantía le corresponden 8 ϕ 20 mm. que equivale a una sección de 2513,27 mm².

9.8. Longitud básica de anclaje.

Definidas por el apartado 66.5.2 (EHE). Se nombra longitud básica de anclaje básica a aquella longitud de armadura ligada al hormigón necesaria para desenvolver, gracias a la adherencia, el límite elástico de acero de la barra.

$$T = f_{yd} \cdot A_{s nec} = \sigma_y \cdot A_s \rightarrow \sigma_y = \frac{T_d}{A_s} = \frac{296694}{2199} = 134,922 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{A_{s nec}}{A_s} = \frac{\sigma_y}{f_{yd}} = \frac{134,922}{400} = 0,337$$

$$l_{b neta} = \left(\frac{A_{s nec}}{A_s} \right) \cdot l_b = 0,337 \cdot 2700 = 1035,264 mm$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 12 \cdot 16^2 = 3072 mm$$

m : valor obtenido de la tabla 66.5.2(EHE).

10. CIMENTACIONES DE LOS PILARES CONTRAVIENTO.

10.1. Valores pésimos en las bases:

$$N_{Ed}=7,110 \text{ kN} \quad M_{Ed}= 143,448 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad Q_{Ed}= 30,716 \text{ kN}$$

10.2. Unión del pilar con la zapata.

La comprobación de la unión de un elemento metálico a otro de hormigón según el apartado 8.8 del DB SE-A, como son las basas de soportes, requiere verificar la existencia de resistencia suficiente frente a los esfuerzos transmitidos en la región de contacto, considerando, tanto la resistencia del hormigón de dicha región, como la de los elementos metálicos que materializan el contacto.

El área eficaz y las correspondientes tensiones de contacto queda definida por la superficie comprimida que se define a continuación, las secciones de acero correspondientes a los pernos de anclaje destinados a trabajar en tracción o cortadura, y a las de los elementos de cortante, si existen. La región de contacto en compresión, o área eficaz de apoyo de la basa, dependiente del espesor de ésta, estará formada por la región de basa limitada por segmentos de recta paralelos a las caras de los perfiles que forman la sección de arranque del soporte, a una distancia máxima c de dichas caras, distancia que se define a continuación.

$$c \leq t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{jd}}} \quad [\text{Ec. 29}]$$

t : espesor de la base

f_{yd} : resistencia de cálculo del acero de la basa, con $\gamma_M = 1,1$.

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3 \cdot f_{cd} \quad [\text{Ec. 30}]$$

f_{cd} : valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón sobre probeta cilíndrica

Resistencia en compresión del hormigón:

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad [\text{Ec. 31}]$$

Sumatorio de momentos respecto el punto A y B:

$$\sum M_A = 0$$

$$H \cdot (d + f) + M_{Ed} + N_{Ed} \cdot f = 0$$

$$\sum M_B = 0$$

$$T \cdot (d + f) - M_{Ed} + N_{Ed} \cdot d = 0$$

10.3. Cálculo de la base.

Área eficaz a compresión:

$$A_{ef} = l_{ef} \cdot b_{ef} = (2 \cdot c + t_{f1}) \cdot (2 \cdot c + b_1) + (2 \cdot c + t_{f2}) \cdot (2 \cdot c + b_2) = (2,828 \cdot t + t_f) \cdot$$

$$(2,828 \cdot t + b) = (2,828 \cdot 15 + 11,5) \cdot (2,828 \cdot 15 + 160) = 10914,48 \text{ mm}^2$$

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot 2,5 \cdot 25 = 41,667$$

$$c \leq t \cdot \sqrt{\frac{275}{1,1 \cdot 3 \cdot 41,667}} = 1,414 \cdot t$$

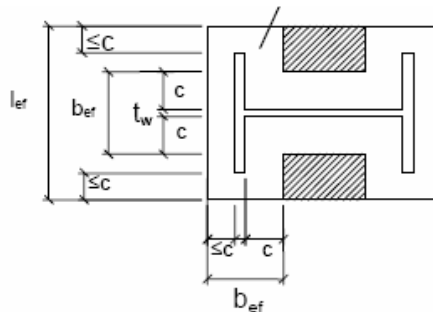


Figura 10.3.1: Área eficaz

Se utilizan tornillos ordinarios M16 calidad 6.8 según la tabla 4.3 (DB SE-A), con una tensión de rotura de $f_{vb}= 600 \text{ N/mm}^2$ y $\gamma_{M_2} = 1,25$.

El punto 8 del DB SE-A marca las distancias mínimas entre ejes de agujeros, siguiendo el apartado 2 a) y 2 b), tenemos las distancias mínimas y máximas en la dirección de la fuerza que se transmite y en la dirección perpendicular de la fuerza:

Distancias mínimas:

Dirección de la fuerza:

$$e_1 \geq 1,2 \cdot 16 = 19,2 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2,2 \cdot 16 = 35,2 \text{ mm}$$

Dirección perpendicular de la fuerza:

$$e_2 \geq 1,5 \cdot 16 = 24 \text{ mm}$$

$$p_2 \geq 3 \cdot 16 = 48 \text{ mm}$$

Distancias máximas:

$$e_1, e_2 \leq 40 + 4 \cdot 15 = 100 \text{ mm}$$

$$p_1, p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

Dimensiones de la base:

$$b_p = 300 \text{ mm} \quad a_p = 400 \text{ mm} \quad e_1 = 100 \text{ mm} \quad p_1 = 200 \text{ mm} \quad e_2 = 50 \text{ mm} \quad p_2 = 200 \text{ mm}$$

Con estas distancias entre agujeros se cumple las distancias mínimas y máximas entre agujeros especificadas en el apartado anterior.

10.4. Comprobación de resistencia del hormigón y comprobación a tracción de los pernos.

$$F_{c,Rd} > H_{Ed} \quad F_{t,Rd} > T_{Ed}$$

Para determinar el valor de H_{Ed} y T_{Ed} , se necesita las distancias d y f , las cuales son:

$$d = \frac{h}{2} = 165 \text{ mm}$$

$$f = 2 \cdot p_1 = 2 \cdot 200 = 400 \text{ mm}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$H_{Ed} \cdot (d + f) - M_{Ed} - N_{Ed} \cdot f = 0$$

$$H_{Ed} = \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot f}{(d + f)} = \frac{143,448 + 7,11 \cdot 0,4}{(0,4 + 0,165)} = 258,923 \text{ kN}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$T_{Ed} \cdot (d + f) - M_{Ed} + N_{Ed} \cdot d = 0$$

$$T_{Ed} = \frac{M_{Ed} - N_{Ed} \cdot d}{(d + f)} = \frac{143,448 - 7,110 \cdot 0,165}{(0,165 + 0,4)} = 251,81 \text{ kN}$$

- Resistencia del hormigón bajo placa:

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot A_{ef} = 41,667 \cdot 10914,48 = 454,773 \text{ N} = 454,773 \text{ kN} > 258,923 \text{ kN} \rightarrow \text{Cumple}$$

- Comprobación a tracción de los tornillos según el apartado 8.5.2 del DB SE-A:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{yb} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \cdot n = \frac{0,9 \cdot 500 \cdot 157}{1,25} \cdot 4 = 271296 N = 271,296 N > 251,8 kN$$

→ Cumple

- Comprobación de la área eficaz de la placa de anclaje:

Seguendo las indicaciones de la tabla 8.2 (DB SE-A) se valoran las dimensiones del área portante equivalente.

$$a_1 = 2,9 \text{ m}$$

$$a_1 = 5 \cdot 0,8 = 4 \text{ m}$$

$$a_1 = 0,8 + 0,4 = 1,2 \text{ m}$$

$$a_1 = 5 \cdot 1,85 = 9,25 \text{ m}$$

$$b_1 = 1,85 \text{ m}$$

$$b_1 = 5 \cdot 0,4 = 2 \text{ m}$$

$$b_1 = 0,4 + 0,4 = 0,8 \text{ m}$$

$$b_1 = 5 \cdot 2,9 = 14,5 \text{ m}$$

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{1,2 \cdot 0,8}{0,4 \cdot 0,8}} = 1,732 \leq 5$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3 \cdot f_{cd}$$

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot 1,732 \cdot 25 \leq 3,3 \cdot \frac{25}{1,5} = 55$$

$$f_{jd} = 28,8667 \leq 55$$

$$c \leq t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{jd}}} = t \cdot \sqrt{\frac{275}{1,1 \cdot 3 \cdot 28,86}} = t \cdot 1,69$$

Sale un valor muy similar al que se ha cogido en el calculo de la base, $c \approx 1,41 \cdot t$.

10.5. Dimensionado de la zapata.

Se decide poner zapata rígida según el apartado 4.1.1 del DB SE-C, se considerarán estructuralmente rígidas las zapatas cuyo vuelo v , en la dirección principal de mayor vuelo, sea menor o igual que dos veces el canto h ($v \leq 2h$)

$$h = 1000 \text{ mm} \quad 2000 \geq V_{\max}$$

$$B = 4000 \text{ mm}$$

$$L = 1000 \text{ mm}$$

10.5.1. Área equivalente de la zapata:

Según el apartado 4.3.1.3 del DB SE-C, el ancho equivalente es el siguiente:

$$B^* = B - 2 \cdot e_B = 3 - 2 \cdot 0,681 = 2,636 \text{ m}$$

Según el apartado 4.3.1.3 del DB SE-C, la longitud equivalente es la siguiente:

$$L^* = L - 2 \cdot e_L = 1 \text{ m}$$

$$e_B = \frac{M_{Ed,B}}{N_{Ed,B}} = \frac{71,724}{7,110 + 98,1} = 0,681 \text{ m}$$

10.5.2. Presión total bruta media de la zapata:

Según el apartado 4.3.1.3 del DB SE-C, la presión total bruta media de la zapata es la siguiente:

$$q_b = \frac{V}{B^* \cdot L^*} = \frac{N_{Ed} + P_{p,zapata}}{B^* \cdot L^*} = \frac{7,11 + 98,1}{2,336 \cdot 1} = 39,904 \frac{kN}{m^2} = 0,0392,6365555 \frac{N}{mm^2}$$
$$P_p = V_{zapata} \cdot P_{E,hormigón} = (1 \cdot 4 \cdot 1) m^3 \cdot (24,525 \frac{kN}{m^3}) = 98,1 kN$$

10.5.3. Presión admisible del terreno.

Valor límite de servicio de los movimientos de la cimentación.

Según la tabla 2.2 Valores límite basados en la distorsión angular (DB SE-C), para estructuras isostáticas la distorsión angular máxima es 1/300.

- Presión vertical admisible de servicio, 4.3.3 del DB SE-A:

$$S_t = \frac{4000}{300} = 13,33 \text{ mm}$$

Para $B^* > 1,2 \text{ m}$:

q_{adm}

$$= 8 \cdot N_{SPT} \cdot \left(1 + \frac{D}{3 \cdot B^*}\right) \cdot \left(\frac{S_t}{25}\right) \cdot \left(\frac{B^* + 0,3}{B^*}\right)^2$$

$$= 8 \cdot 50 \cdot \left(1 + \frac{1,2}{3 \cdot 2,636}\right) \cdot \left(\frac{13,33}{25}\right) \cdot \left(\frac{2,636 + 0,3}{2,636}\right)^2 = 311,052 \text{ kN/m}^2$$

10.5.4. Comprobación del estado límite último de hundimiento.

$q_{adm} > q_b$, con esta imposición cumple el estado límite último de hundimiento.

$$311,052 \text{ kN/m}^2 > 39,904 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Se ha confeccionado un hoja de cálculo para estudiar y agilizar el dimensionado de la zapata, que se adjunta en el anexo de tablas.

10.5.5. Verificación de la Estabilidad.

El equilibrio de la cimentación (estabilidad al vuelco o estabilidad frente a la subpresión) quedará verificado, si para las situaciones de dimensionado pertinentes se cumple la condición:

$$E_{d,stab} \geq E_{d,dst}$$

$$0,9 \cdot (P_p \cdot d + N \cdot d) > 1,8 \cdot (M + T \cdot h)$$

Los valores de los esfuerzos que se aplican son las estudiadas anteriormente en el apartado 9.1 de este Anexo.

Para el peso propio de la zapata :

$$d = (B/2) = 2 \text{ m}$$

$$0,9 \cdot (98,1 \cdot 2 + 7,11 \cdot 2) > 1,8 \cdot (71,724 + 30,716 \cdot 1)$$

$$189,378 \text{ kN} \cdot \text{m} > 184,392 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

10.5.6. Estudio de la distribución de esfuerzos en la zapata:

La distribución de los esfuerzos puede ser triangular o trapezoidal según la extrencidad de los esfuerzos:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{B}{3} = \frac{4}{6} = 0,666 \text{ m}$$

$$e_d = \frac{M + T \cdot h}{N + P_p} = \frac{71,724 + 30,716 \cdot 1}{7,11 + (1 \cdot 4 \cdot 1)24,525} = 0,973m$$

Si $e_d > e$ entonces estamos ante una distribución triangular.

Donde la tensión máxima tiene la expresión siguiente:

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{2}{3} \cdot \frac{N + P}{L \cdot \left(\frac{B}{2} - e_d \right)} \rightarrow \frac{\sigma_{\max} \cdot L \cdot \left(\frac{B}{2} - e_d \right) \cdot 3}{2} = N + P_p \rightarrow \frac{\sigma_{\max} \cdot L \cdot C}{2} = N + P \rightarrow \sigma_{\max} = \frac{(N + P_p) \cdot 2}{L \cdot C} = \\ &= \frac{(7,11 + 98,1) \cdot 2}{1 \cdot 3,081} = 68,29kN / m^2 \end{aligned}$$

$$e_d = \frac{B}{2} - \frac{C}{3} \rightarrow C = \left(\frac{B}{2} - e_d \right) \cdot 3 = \left(\frac{4}{2} - 0,973 \right) \cdot 3 = 3,081m$$

$$q_{adm} > \sigma_{\max}$$

$$311,052 > 68,29kN / m^2$$

→ Cumple

11. PAVIMENTO DE LA NAVE.

En este punto se estudia el suelo de la nave se ha seguido los siguientes pasos:

- Determinar el tipo de explanada.
- Determinar el nivel de tráfico.
- Periodo de proyecto.

Con estas tres variables se ha determinado el tipo de hormigón y su dimensionamiento (espesor y tamaño de las losas).

El tipo de explanada según el estudio geotécnico que nos encontramos es del tipo S1 , terrenos de calidad media, de una compresibilidad mayor a 60 kp/cm^2 .

La categoría de tráfico se supone que será entre 15 y 24 camiones diarios, categoría C2. Según la tabla Catálogo de secciones con pavimento de hormigón, a un periodo de proyecto de 30 años le corresponde una capa de 20 cm de hormigón de resistencia a flexotracción de $3,5 \text{ N/mm}^2$, con una base subgranular de 15 cm.

El hormigón que le corresponde es HA-25-B-40-IIa, con unas distancias recomendables entre losas de 4,25 m.

12. DIMENSIONADO DE LA RED DE EVACUACIÓN DE AGUAS PLUVIALES.

En este apartado se han dimensionado todo los elementos que componen la red de evacuación de aguas fluviales.

Según el apartado 4.2 del DB HS, se ha dimensionado toda la red de evacuación de aguas .

Numero de bajantes:

En este caso la superficie en proyección en horizontal es 1500 m^2 , entonces el numero de sumideros según la tabla 4.6 (DB HS), es de una unidad por 150 m^2 .

$$\frac{1500 \text{ m}^2}{150 \text{ m}^2 / 1 \text{ bajante}} = 10 \text{ bajantes}$$

Obtención de la intensidad pluviométrica:

La intensidad pluviométrica i se obtendrá en la tabla del CTE (DB HS) en función de la isoyeta .

Con la Isoyeta de 30, entonces tomamos la intensidad pluviométrica de 70 mm/h . para los cálculos que haremos a continuación.

Dimensionado del canalón.

Según el apartado 4.2.2 (DB HS), en este caso el diámetro nominal para la intensidad pluviométrica valorada anteriormente, es de 250 mm.

$$f = \frac{70}{100} = 0,7 \qquad f \cdot A = 0,7 \cdot 1500 = 1050 m^2$$

Con una pendiente del 4% según la tabla 4.7 del DB SH, el diámetro nominal del canalón correspondiente aproximadamente a una superficie máxima de cubierta de 1050 m² debe ser 250 mm.

En este caso la forma del canalón será cuadrangular, se debe aumentar la sección del canalón respecto la semicircular un 10 %.

$$A_{cuadrangular} = 0,1 \cdot A_{semicircular} = 0,1 \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{8} = 2454,36 mm^2$$

Dimensionado del bajante de aguas pluviales:

Según el apartado 4.2.3 del DB HS, en este caso el diámetro nominal para la intensidad pluviométrica valorada anteriormente, es de 63 mm.

$$f = \frac{70}{100} = 0,7 \qquad f \cdot A = 0,7 \cdot 150 = 105 m^2$$

Dimensionado de los colectores:

Según el apartado 4.2.4 (DB HS), en este caso el diámetro nominal para la intensidad pluviométrica valorada anteriormente, es de 90 mm.

$$f = \frac{70}{100} = 0,7 \qquad f \cdot A = 0,7 \cdot 150 = 105 \text{ m}^2$$

Número de sumideros en el patio exterior:

En este caso la superficie en proyección en horizontal es 1500 m², entonces el numero de imbornales según la tabla 4.6 (DB HS), es de una unidad por 150 m².

$$\frac{(7833 - 1500) \text{ m}^2}{150 \text{ m}^2 / 1 \text{ sumidero}} = 42,22 \rightarrow 43 \text{ imbornales}$$



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

Titulación :

INGENIERO TÉCNICO INDUSTRIAL MECÁNICO
INTENSIFICACIÓN EN DISEÑO INDUSTRIAL

Título del proyecto:

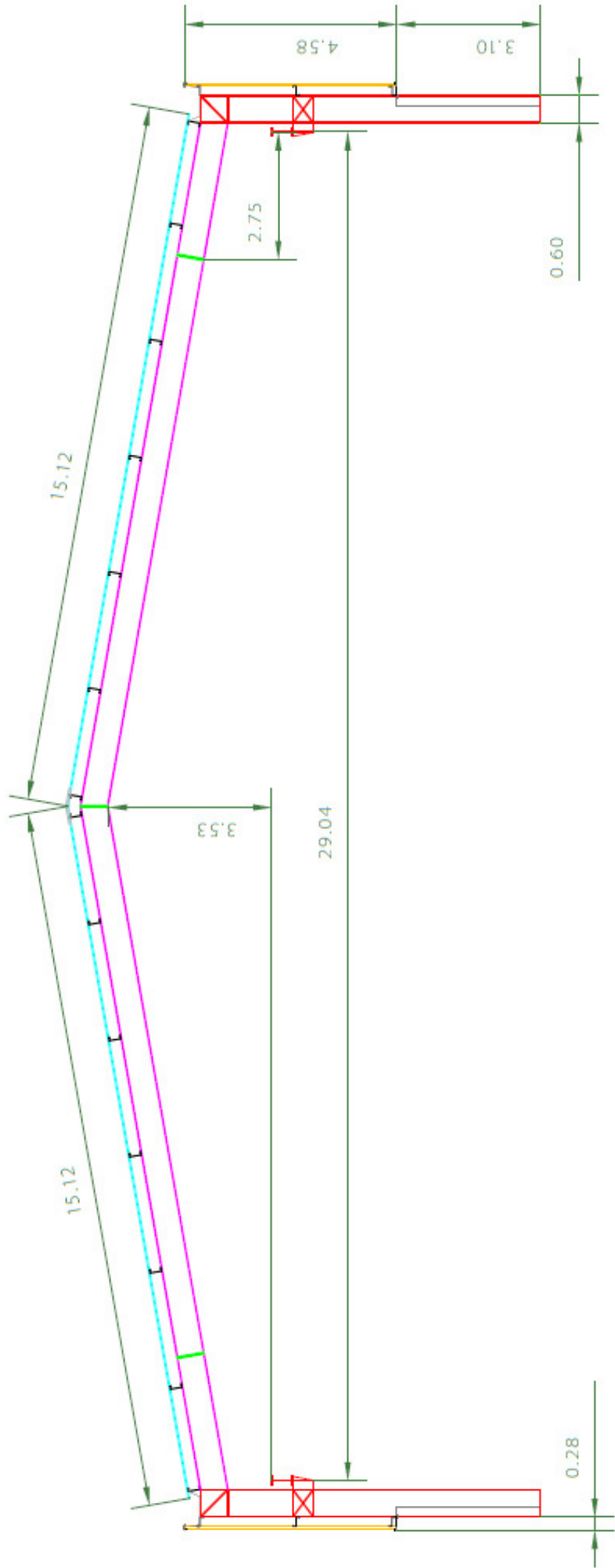
CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A
LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO


DOCUMENTO 3: PLANOS

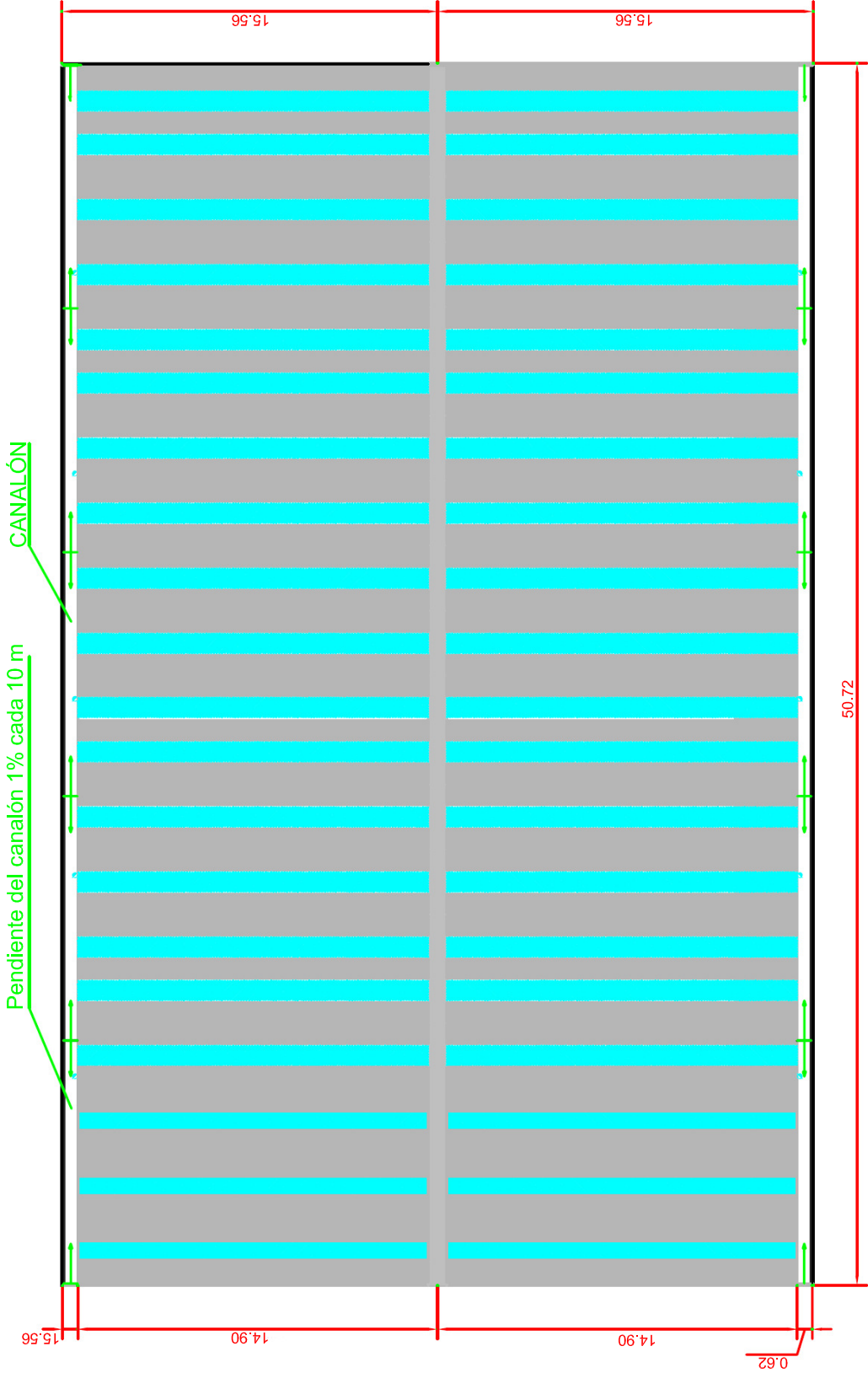
Javier Peralta Mateo

José Ignacio Latorre Biel

Tudela, 15 de Julio de 2010




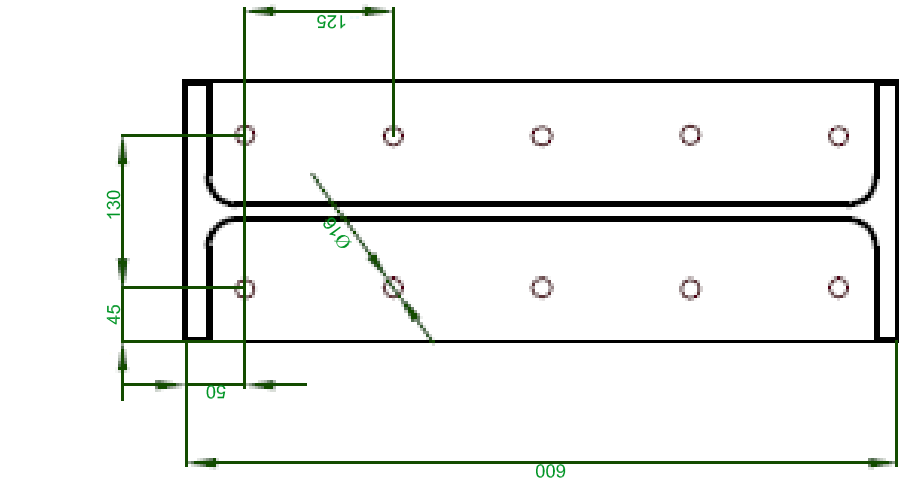
 Universidad Pública de Navarra Nafarroako <i>Unibertsitate Publikoa</i>	E.T.S.I.I.T.	DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES	
	I.T.I.-M.-D.I.		
PROYECTO: CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO			
REALIZADO: PERALTA MATEO, JAVIER			
FIRMA:			
PLANO: CORTE TRANSVERSAL DE LA ESTRUCTURA	FECHA:	ESCALA:	Nº PLANO: 11



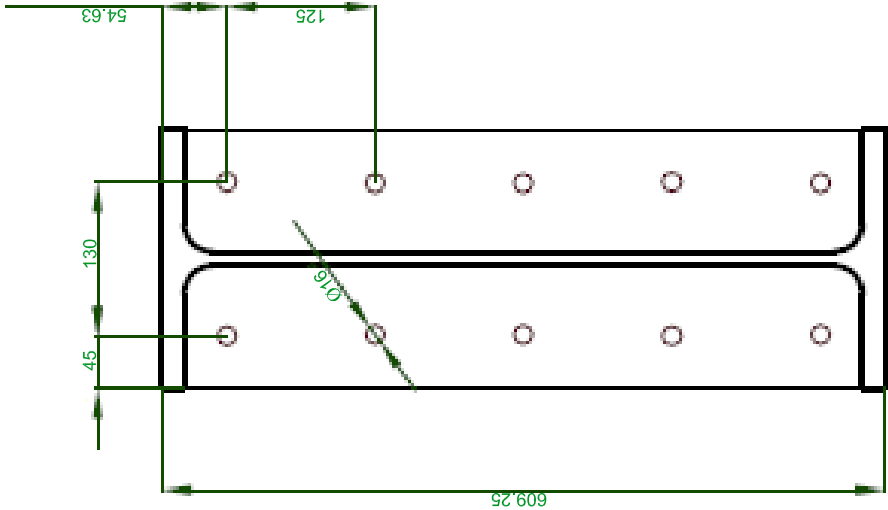
BAJANTE AGUAS PLUVIALES




 <div>Universidad Pública de Navarra Nafarroako Unibertsitate Publikoa</div>	E.T.S.I.I.T. I.T.I.-M.-D.I.		DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES	
	PROYECTO: CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO		REALIZADO: PERALTA MATEO, JAVIER	
PLANO: CUBIERTA		FIRMA:		
		FECHA:	ESCALA:	Nº PLANO: 7

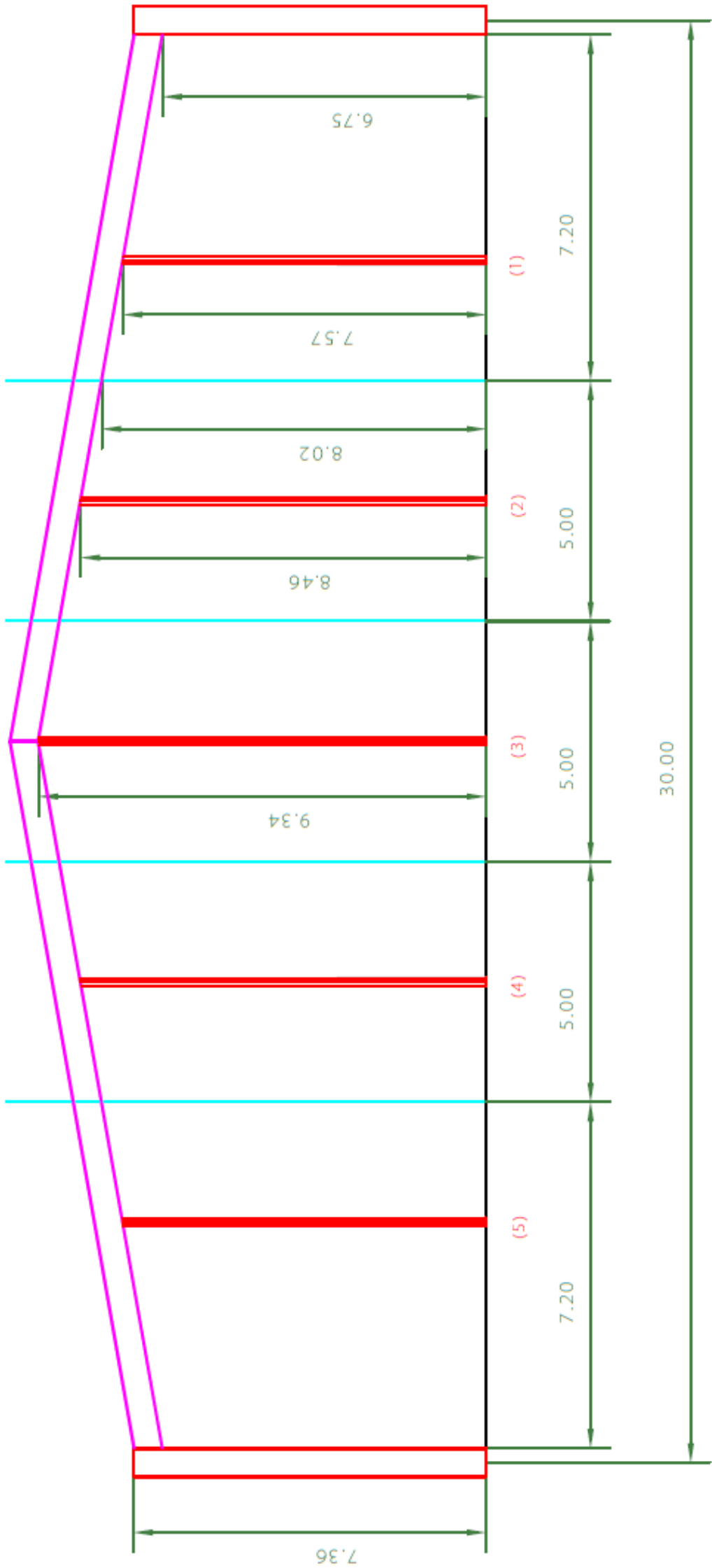



Unión pilar-dintel

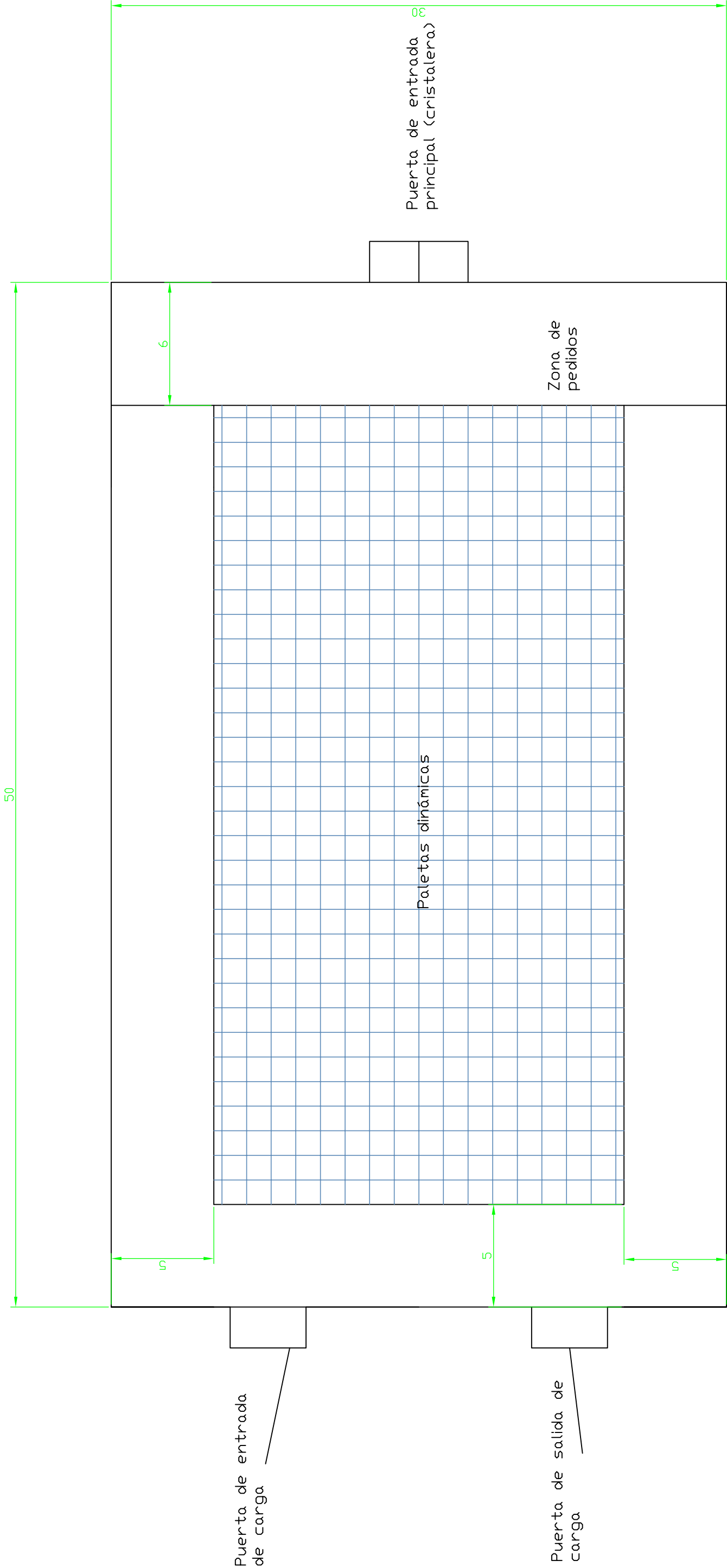



Unión dintel-dintel

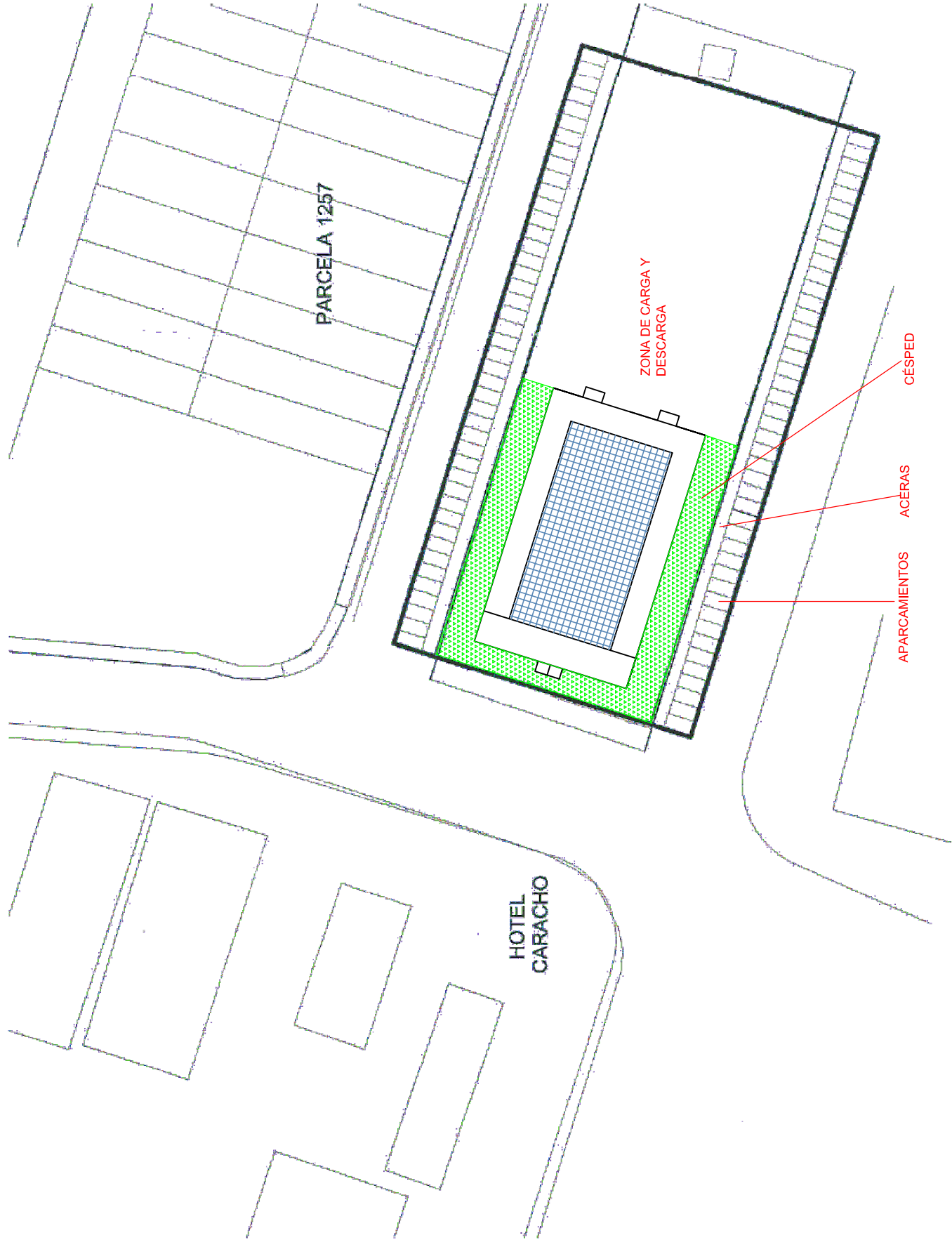
 <div>Universidad Pública de Navarra Nafarroako <i>Unibertsitate Publikoa</i></div>	E.T.S.I.I.T.	DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES	
	I.T.I.-M.-D.I.		
PROYECTO: CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LÓGISTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO			REALIZADO: PERALTA MATEO, JAVIER
			FIRMA:
PLANO: DETALLE DE LAS PLACAS DE UNIÓN	FECHA:	ESCALA:	Nº PLANO: 16



 <div>Universidad Pública de Navarra Nafarroako <i>Unibertsitate Publikoa</i></div>	E.T.S.I.I.T.	DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES		
	I.T.I.-M.-D.I.			
PROYECTO: CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO		REALIZADO: PERALTA MATEO, JAVIER		
		FIRMA:		
PLANO: DETALLES DE LOS PÓRTICOS FRONTALES		FECHA:	ESCALA:	Nº PLANO: 10



<div><div>Universidad Pública de Navarra Nafarroako <i>Unibertsitate Publikoa</i></div></div>		<div>E.T.S.I.I.T.</div> <div>I.T.I.-M.-D.I.</div>	DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES		
PROYECTO: <div>CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO</div>			REALIZADO: PERALTA MATEO, JAVIER		
			FIRMA:		
PLANO: <div>DISTRIBUCIÓN INTERIOR</div>			FECHA:	ESCALA:	Nº PLANO: 21




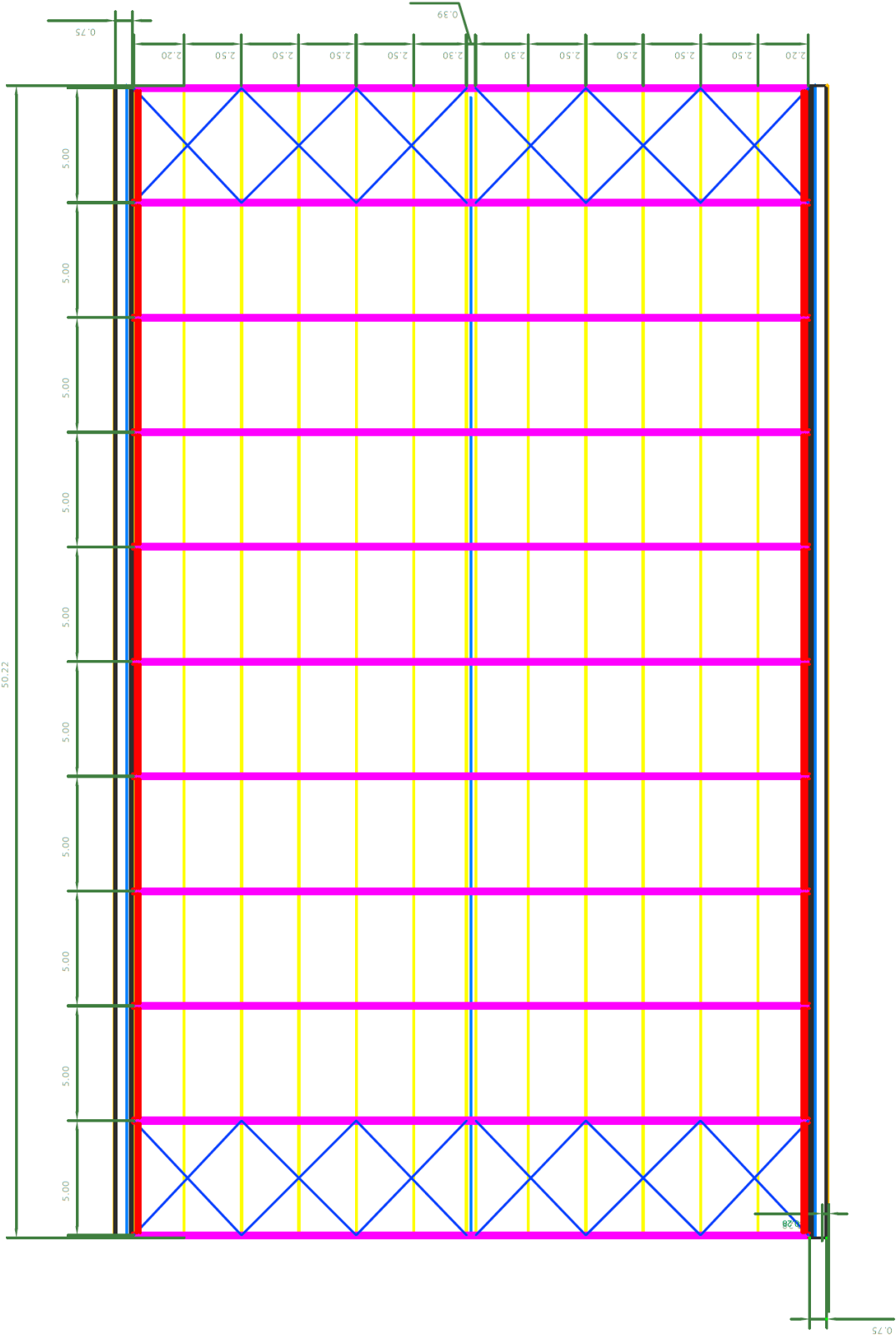
Parcela 1259


SUPERFICIE: 6000 m2

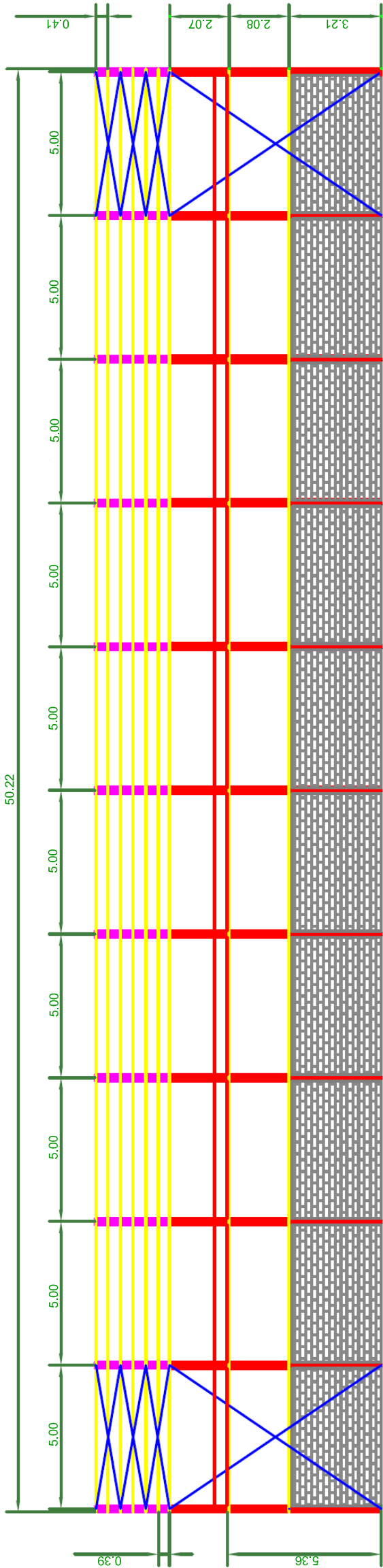
SUPERFICIE EDIF: 4800 m2


NAVE PROYECTADA: 1500 m2

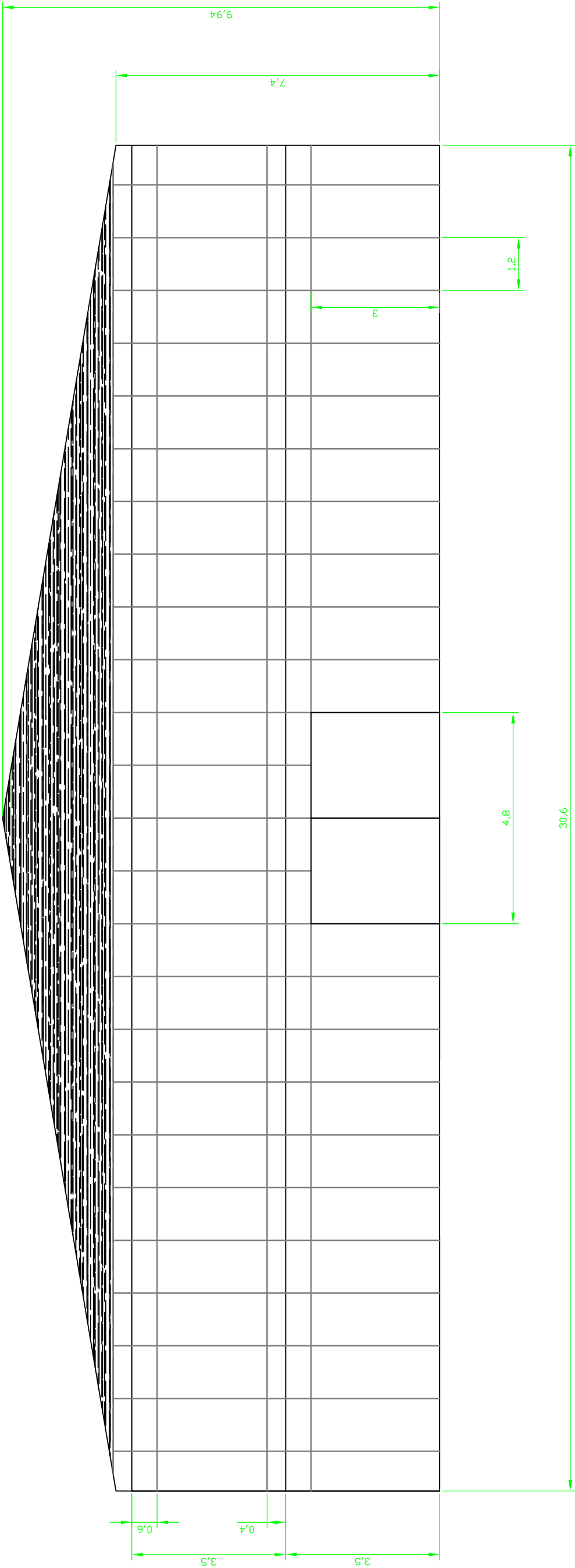
 <div>Universidad Pública de Navarra Nafarroako <i>Unibertsitate Publikoa</i></div>	E.T.S.I.I.T.		DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES		
	I.T.I.-M.-D.I.				
PROYECTO: CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO			REALIZADO: PERALTA MATEO, JAVIER		
			FIRMA:		
PLANO: DISTRIBUCIÓN EXTERIOR			FECHA:	ESCALA:	Nº PLANO: 22




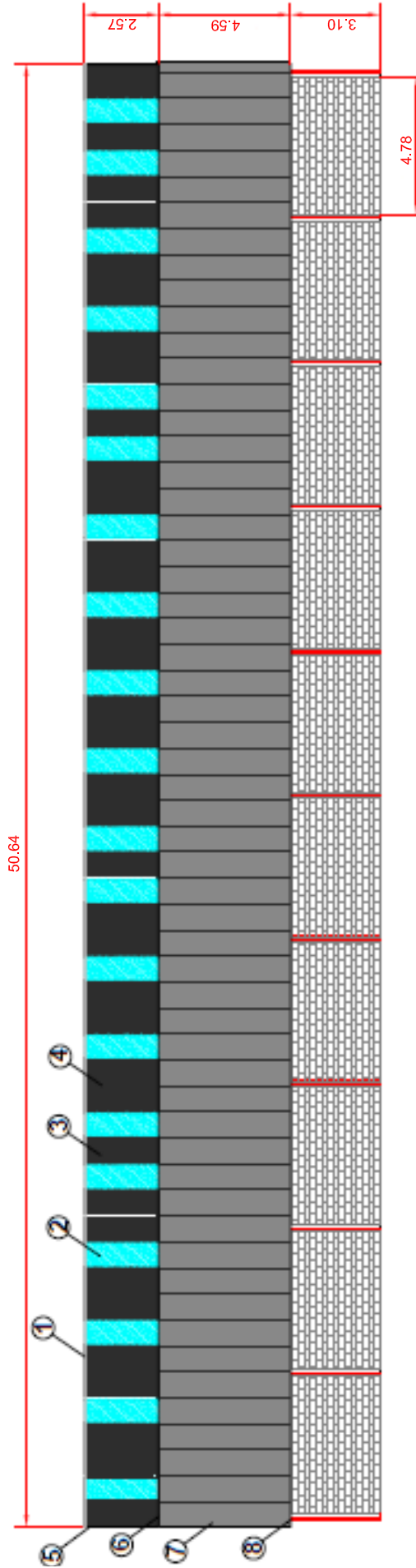
 <div>Universidad Pública de Navarra Nafarroako <i>Unibertsitate Publikoa</i></div>		E.T.S.I.I.T.	DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES	
		I.T.I.-M.-D.I.		
PROYECTO: CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO			REALIZADO: PERALTA MATEO, JAVIER	
			FIRMA:	
PLANO:	ESTRUCTURA DE LA CUBIERTA	FECHA:	ESCALA:	Nº PLANO: 9




 <div>Universidad Pública de Navarra Nafarroako <i>Unibertsitate Publikoa</i></div>	E.T.S.I.I.T.		DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES		
	I.T.I.-M.-D.I.				
PROYECTO: CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO			REALIZADO: PERALTA MATEO, JAVIER		
			FIRMA:		
PLANO:			FECHA:	ESCALA:	Nº PLANO: 8
ESTRUCTURA FACHADA					

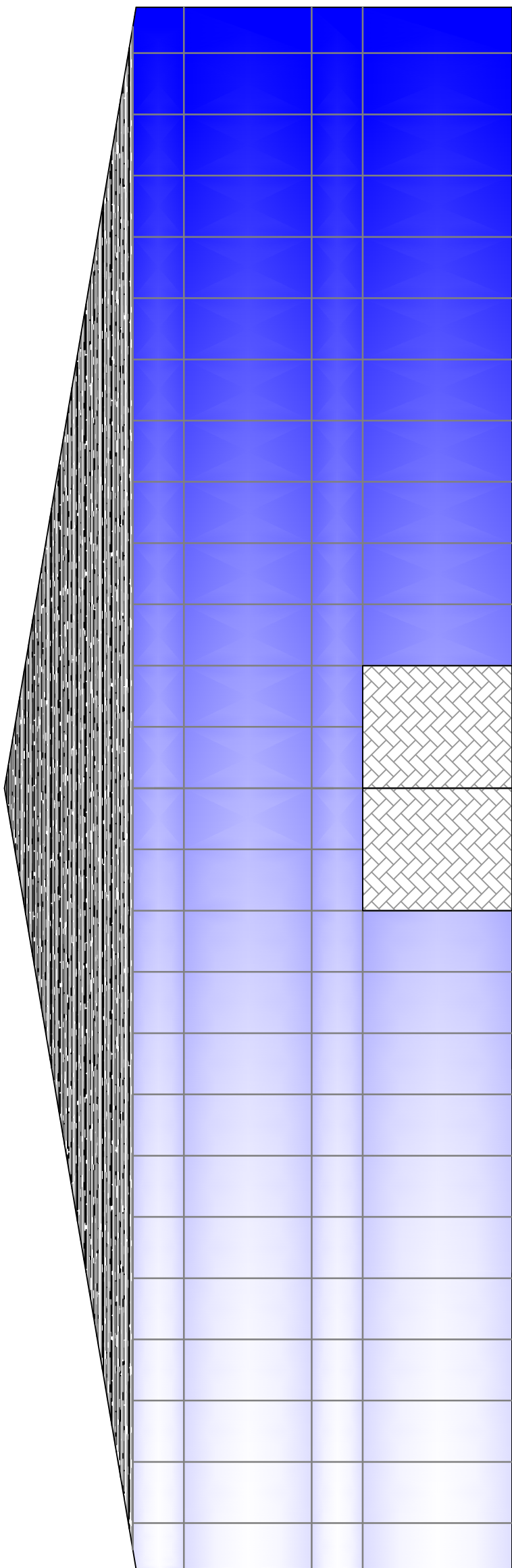



 <div>Universidad Pública de Navarra Nafarroako Unibertsitate Publikoa</div>	E.T.S.I.I.T. I.T.I.-M.-D.I.		DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES	
	PROYECTO: CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO		REALIZADO: PERALTA MATEO, JAVIER	
PLANO:		FIRMA:		FECHA:
ESTRUCTURA MURO CORTINA		ESCALA:		Nº PLANO: 19

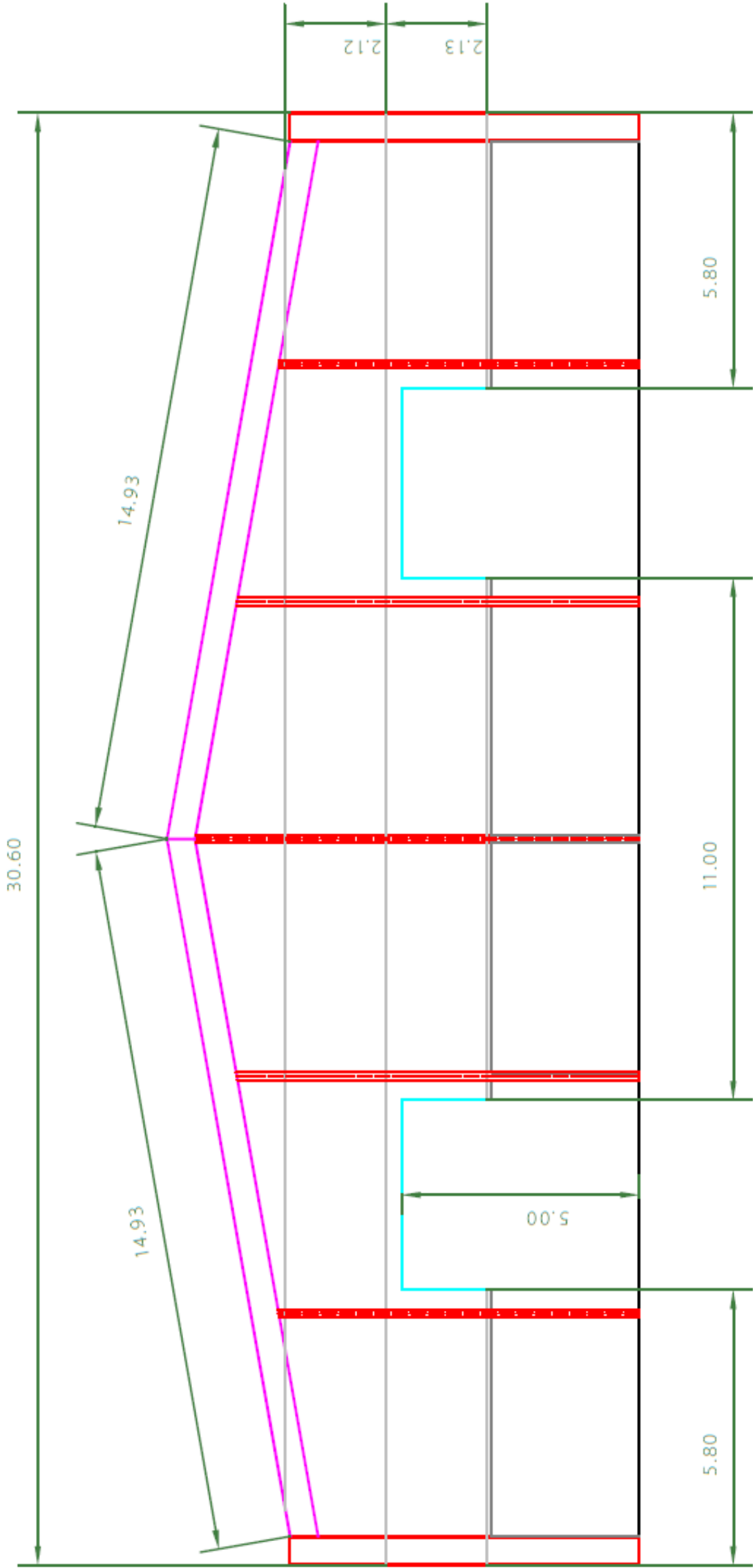



- 1 : Cumbrera de cubierta.
- 2 : Panel translucido.
- 3 : Panel Nervado Perfrisa.
- 4 : Remate de union entre paneles.
- 5 : Remate superior frontal.
- 6 : Remate superior longitudinal.
- 7 : Panel de fachada plus perfrisa.
- 8 : Remate inferior longitudinal.

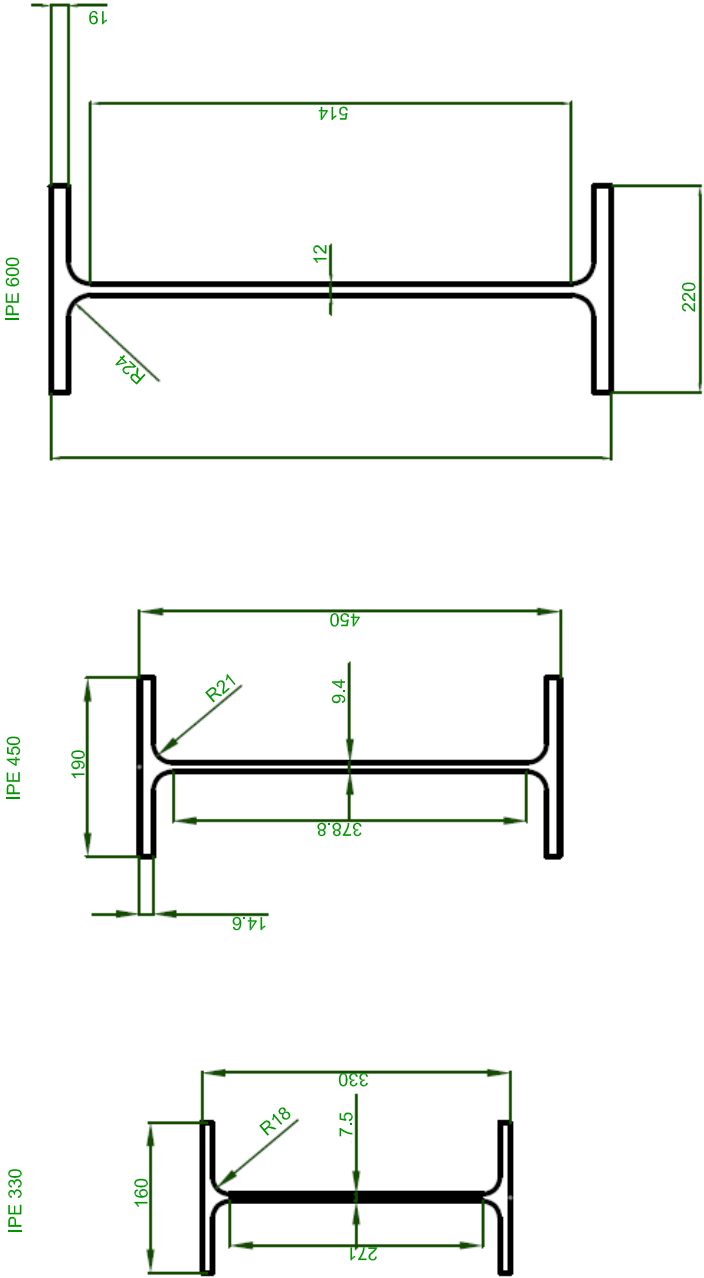
 <div>Universidad Pública de Navarra Nafarroako <i>Unibertsitate Publikoa</i></div>	E.T.S.I.I.T.	DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES	
	I.T.I.-M.-D.I.		
PROYECTO: CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO			
PLANO: FACHADA LATERAL	REALIZADO: PERALTA MATEO, JAVIER		
	FIRMA:		
	FECHA:	ESCALA:	Nº PLANO: 6




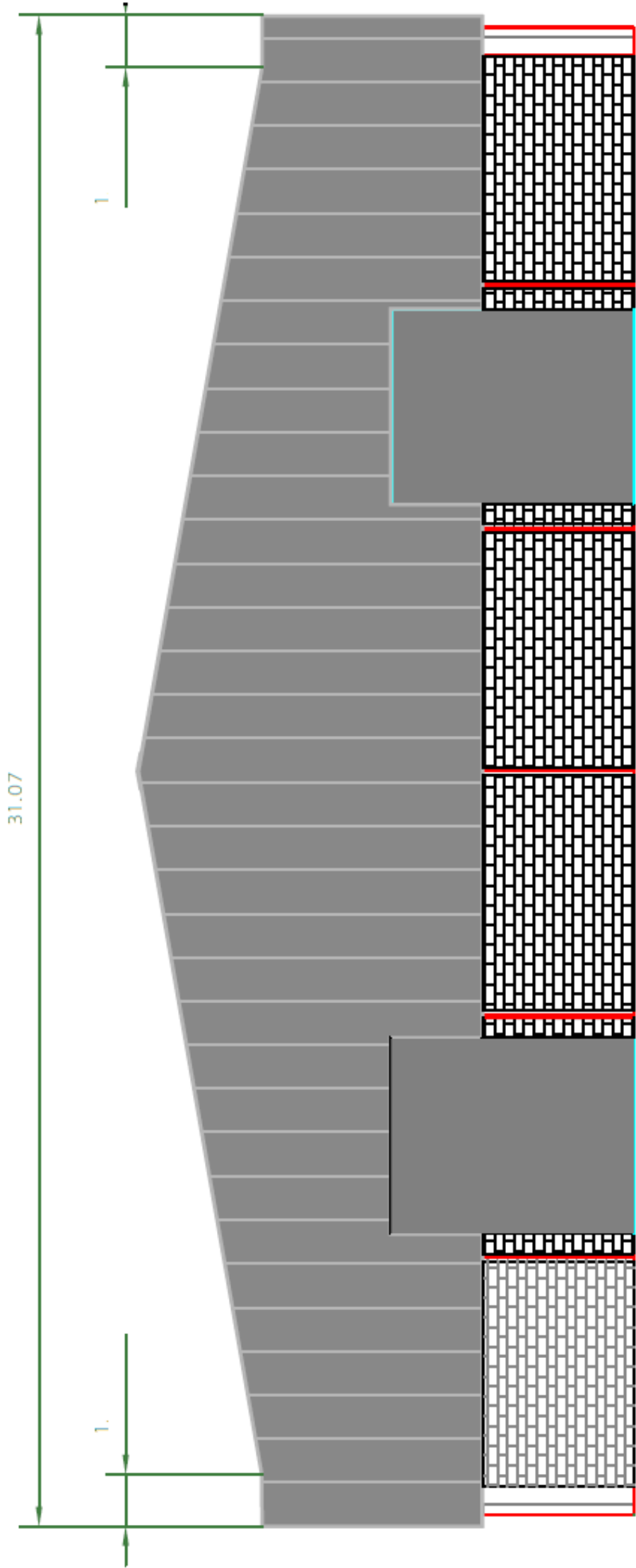
 Universidad Pública de Navarra Nafarroako <i>Unibertsitate Publikoa</i>	E.T.S.I.I.T.	DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES
	I.T.I.-M.-D.I.	
PROYECTO: CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LÓGISTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO		REALIZADO:
		PERALTA MATEO, JAVIER
		FIRMA:
PLANO:		FECHA:
FACHADA PRINCIPAL CERRADA		ESCALA:
		Nº PLANO: 20




 Universidad Pública de Navarra Nafarroako <i>Unibertsitate Publikoa</i>	E.T.S.I.I.T.	DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES	
	I.T.I.-M.-D.I.		
PROYECTO: CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO		REALIZADO: PERALTA MATEO, JAVIER	
PLANO: FACHADA TRASERA		FIRMA:	
		FECHA:	ESCALA: N° PLANO: 12

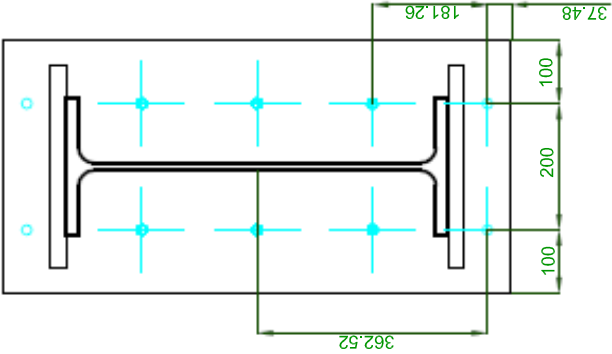
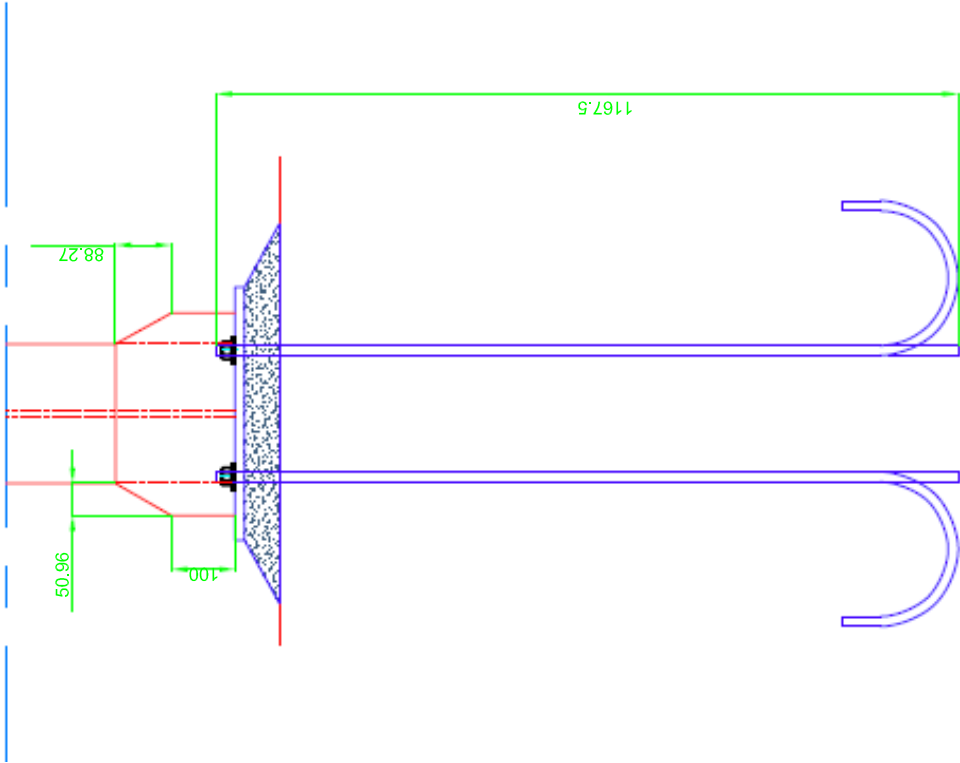



 <div>Universidad Pública de Navarra Nafarroako <i>Unibertsitate Publikoa</i></div>	E.T.S.I.I.T.	DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES
	I.T.I.-M.-D.I.	
PROYECTO: CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO		
REALIZADO: PERALTA MATEO, JAVIER		
FIRMA:		
PLANO: MEDIDAS IPE UTILIZADAS	FECHA:	Nº PLANO: 19
	ESCALA:	

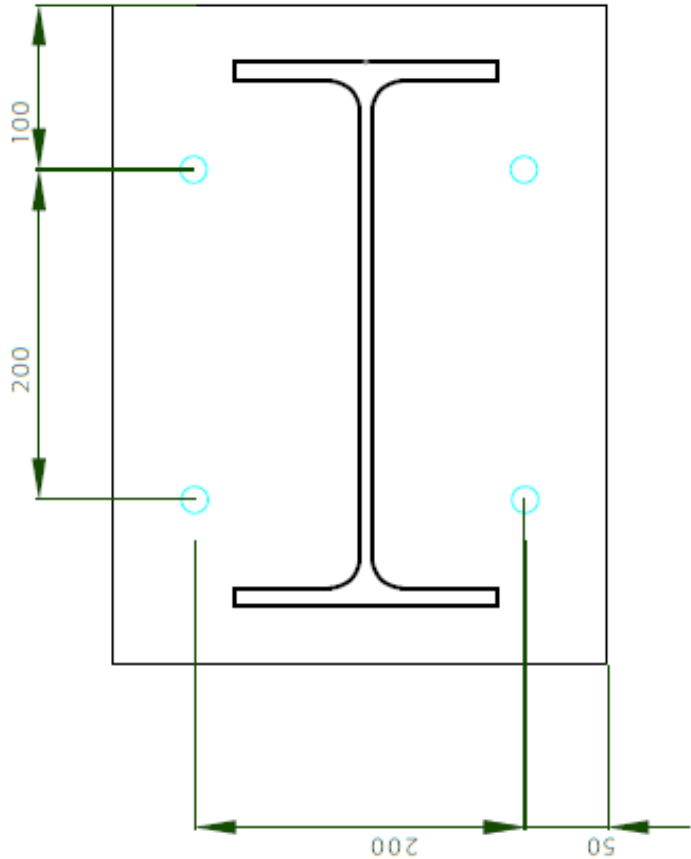



 Universidad Pública de Navarra Nafarroako <i>Unibertsitate Publikoa</i>	E.T.S.I.I.T.	DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES		
	I.T.I.-M.-D.I.			
PROYECTO: CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO				
REALIZADO: PERALTA MATEO, JAVIER				
FIRMA:				
PLANO:				
PANEL DE FACHADA		FECHA:	ESCALA:	Nº PLANO: 13

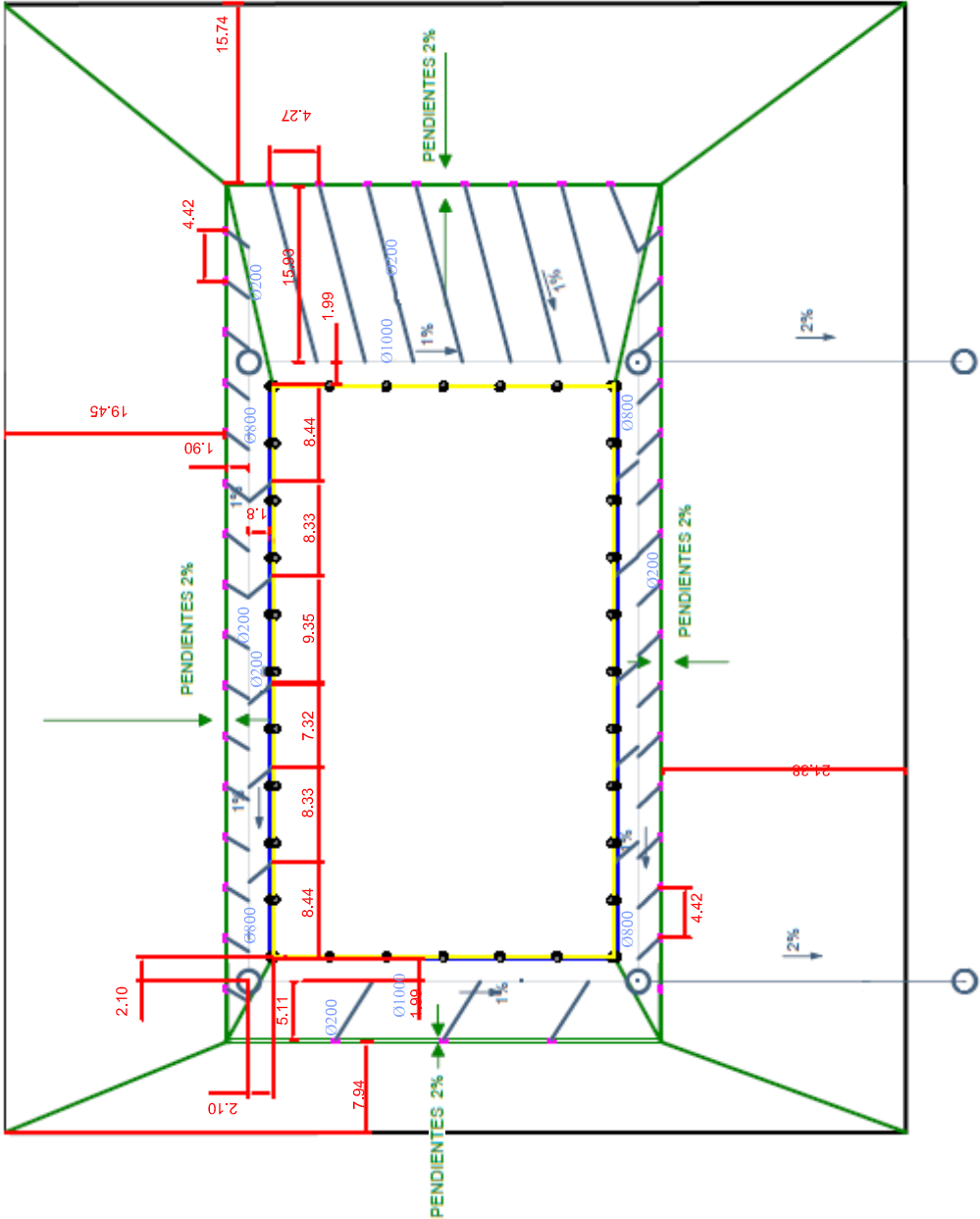
IPE 600



 <div>Universidad Pública de Navarra Nafarroako <i>Unibertsitate Publikoa</i></div>	E.T.S.I.I.T.	DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES	
	I.T.I.-M.-D.I.		
PROYECTO: CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LÓGISTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO			
REALIZADO: PERALTA MATEO, JAVIER			
FIRMA:			
PLANO: PLACA DE ANCLAJE PRINCIPAL	FECHA:	ESCALA:	Nº PLANO: 17



 <div>Universidad Pública de Navarra Nafarroako <i>Unibertsitate Publikoa</i></div>	E.T.S.I.I.T.	DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES		
	I.T.I.-M.-D.I.			
PROYECTO: CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO			REALIZADO: PERALTA MATEO, JAVIER	
			FIRMA:	
PLANO: PLACA DE LA BASE DEL PILAR CONTRAVIENTO		FECHA:	ESCALA:	Nº PLANO: 18



LEYENDA	
POZO REGISTRO 100	
IMBORNAL 90x50	
RED PLUVIALES	
CAMBIO DE PENDIENTE	



Universidad Pública
de Navarra
Nafarroako
Unibertsitate Publikoa

E.T.S.I.I.T.
I.T.I.-M.-D.I.

DEPARTAMENTO DE ING.
MECANICA, ENERGETICA
Y DE MATERIALES

PROYECTO:
**CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL
DESTINADA A LOGÍSTICA CON
COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO**

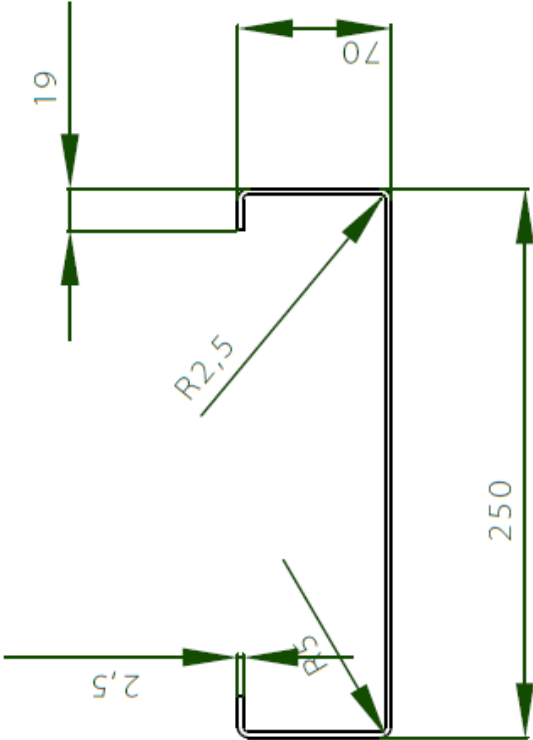
REALIZADO:
PERALTA MATEO, JAVIER

FIRMA:

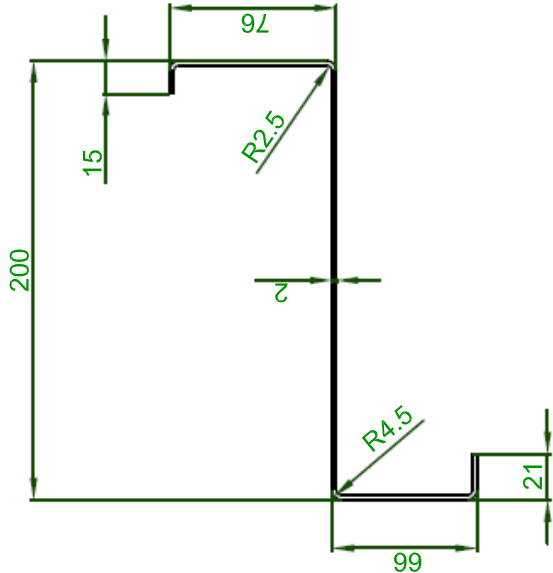
PLANO:
SANEAMIENTO PLUVIAL


FECHA: ESCALA: N° PLANO:
4

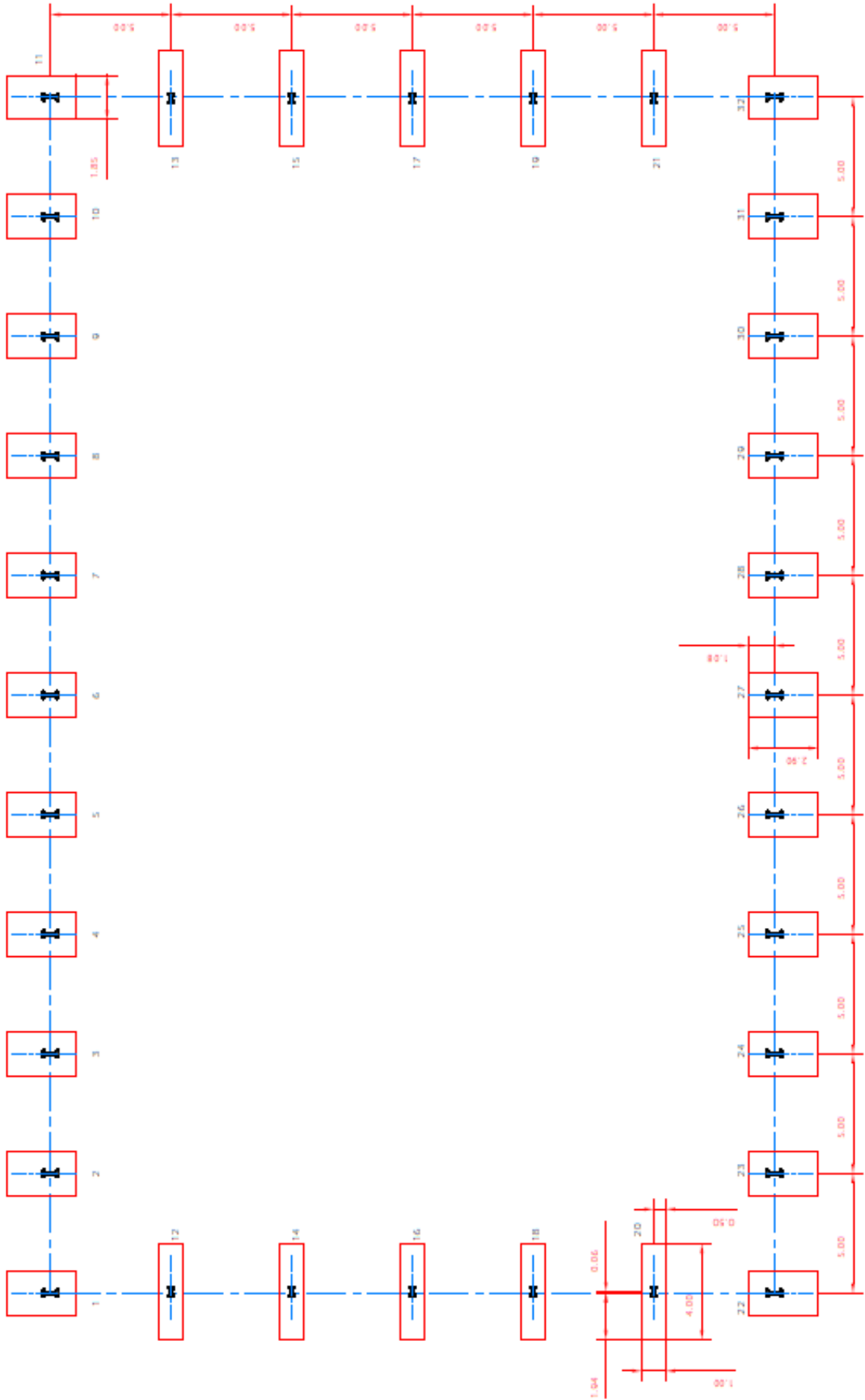
C - 250x2,5




Z - 200x2

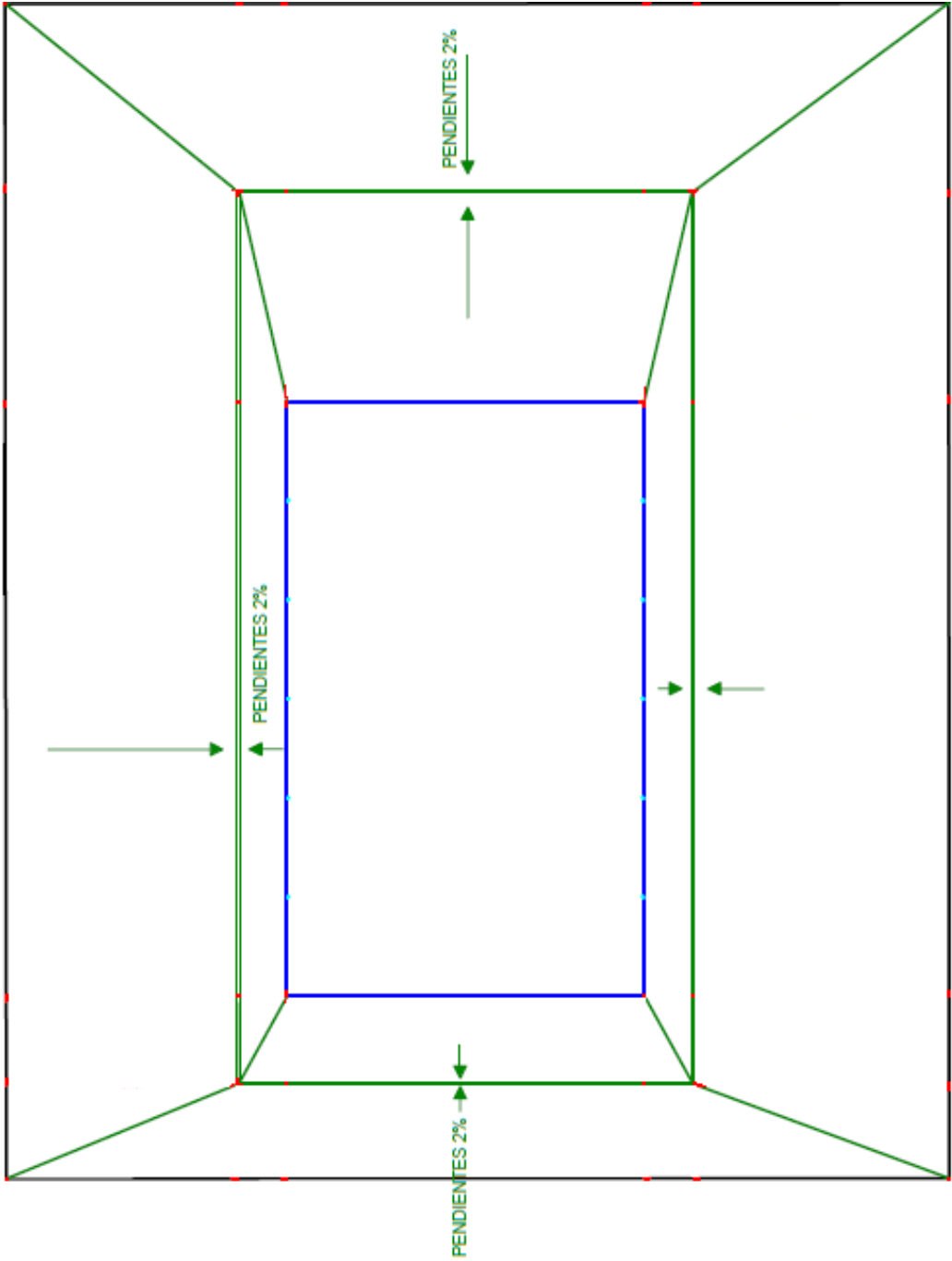



 <div>Universidad Pública de Navarra Nafarroako <i>Unibertsitate Publikoa</i></div>	E.T.S.I.I.T.	DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES
	I.T.I.-M.-D.I.	
PROYECTO: CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO		
REALIZADO: PERALTA MATEO, JAVIER		
FIRMA:		
PLANO: SERIES DE CORREAS UTILIZADAS	FECHA:	Nº PLANO: 20
	ESCALA:	

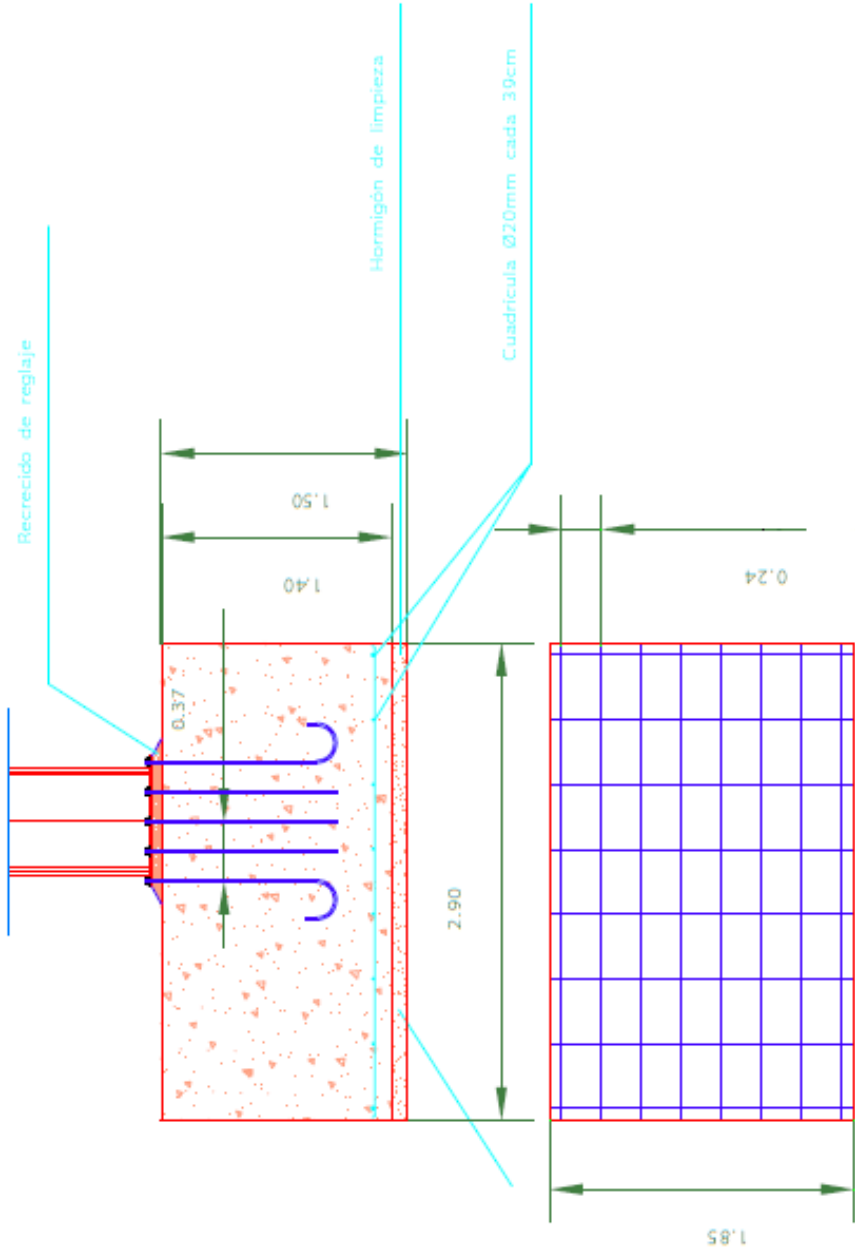



PILARES		
IPE 600	Del 1 al 11	
	Del 21 al 31	
IPE 330	Del 12 al 19	

 <div>Universidad Pública de Navarra Nafarroako <i>Unibertsitate Publikoa</i></div>	E.T.S.I.I.T. I.T.I.-M.-D.I.	DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES
	PROYECTO: CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO	REALIZADO: PERALTA MATEO, JAVIER
PLANO: SITUACIÓN DE PILARES Y ZAPATAS	FIRMA:	FECHA:
	ESCALA:	Nº PLANO: 5



 <div>Universidad Pública de Navarra Nafarroako <i>Unibertsitate Publikoa</i></div>		E.T.S.I.I.T.	DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES	
		I.T.I.-M.-D.I.		
PROYECTO: CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO				
REALIZADO: PERALTA MATEO, JAVIER				
FIRMA:				
PLANO:		FECHA:	ESCALA:	Nº PLANO: 3
SITUACIÓN DE PENDIENTES				



 <div>Universidad Pública de Navarra Nafarroako Unibertsitate Publikoa</div>	E.T.S.I.I.T.		DEPARTAMENTO DE ING. MECANICA, ENERGETICA Y DE MATERIALES		
	I.T.I.-M.-D.I.				
PROYECTO:			REALIZADO:		
CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO			PERALTA MATEO, JAVIER		
			FIRMA:		
PLANO:			FECHA:	ESCALA:	Nº PLANO: 15
ZAPATA PRINCIPAL					



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

Titulación :

INGENIERO TÉCNICO INDUSTRIAL MECÁNICO
INTENSIFICACIÓN EN DISEÑO INDUSTRIAL

Título del proyecto:

CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A
LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO

DOCUMENTO 4: PLIEGO DE CONDICIONES

Javier Peralta Mateo

José Ignacio Latorre Biel

Tudela, 15 de Julio de 2010

ÍNDICE DEL PLIEGO DE CONDICIONES:

1. CONDICIONES DE TIPOS GENERAL.....	4
1.1. Objetivo del pliego de condiciones.	4
1.2. Descripción general de la obra.	4
1.2.1. Extensión de la obra.	4
2. CONDICIONES TÉCNICAS A CUMPLIR POR LOS MATERIALES Y LA MANO DE OBRA.....	5-8
2.1. Calidad de los operarios.	5
2.2. Áridos para hormigones.	6
2.3. Arenas.....	6
2.4. Cimiento Pórtland.....	6
2.5. Agua.	6
2.6. Hormigones.	7
2.7. Acero ordinario para las armaduras.....	7
2.8. Bloques de hormigón prefabricados.	7
2.9. Tubos de plástico.....	8
2.10. Hierros y aceros para elementos metálicos.....	8
3. CONDICIONES TÉCNICAS PARA LA EJECUCIÓN DE LA OBRA.....	10-12
3.1. Cerrado.	10
3.1.1. Apilamientos a pie de obra.	10
3.2. Movimiento de tierras.....	10
3.3. Cimentación.....	11
3.4. Armaduras.	11
3.5. Unidades no incluidas en este pliego.....	12
3.6. Especificaciones del control de calidad.....	12
4. DISPOSICIONES GENERALES.	14-18
4.1. Disposiciones aplicables.....	14
4.2. Contradicciones y omisiones en la documentación del proyecto.	14
4.3. Facultades de dirección.	15
4.4. Libro de ordenes.	15

4.5. Ordenanzas, licencias y permisos.....	15
4.6. Medios y métodos de construcción.	16
4.7. Obligaciones sociales.	16
4.8. Recepción definitiva de las obras.	16
4.9. Plazo de garantía.....	16
4.10. Liquidación de las obras.	18
5. PLIEGO DE CONDICIONES PARA LAS INSTANCIAS Y EQUIPOS.....	19
6. PLIEGO DE CONDICIONES PARA COMPONENTES ESTÉTICOS.....	20

1. CONDICIONES DE TIPO GENERAL.

1.1. Objetivo del pliego de condiciones.

El objetivo del presente documento es describir las características y condiciones generales que se han de cumplir en la contratación y el suministro de los materiales para la construcción de la obra, así como las condiciones generales que han de regir en la ejecución de las obras del objeto del proyecto.

1.2. Descripción general de la obra.

La nave industrial que se presenta en este proyecto es un edificio industrial destinado a logística. Está situado en la parcela 1259, manzana B, del polígono industrial de Corella. Tiene una superficie de 6000 m².

La obra que se ejecutará consta de las siguientes unidades básicas de actuación:

- Nivelado y compactación de los terrenos.
- Ejecución de las cimentaciones, zapatas.
- Ejecución de la estructura de la nave industrial mediante perfiles de acero.

1.2.1. Extensión de la obra.

Las obras se ajustarán a los planos, cuadros de dimensionado y precios, se resolverá cualquier discrepancia que pudiera existir mediante el Ingeniero Director de Obra. Si fuera necesario, a criterio del ingeniero, variar alguna cosa, éste redactará el correspondiente proyecto reformado. Entonces, el proyecto reformado será considerado, desde el día de la fecha, parte integrante del proyecto primitivo y, por lo tanto, estará sujeto a las mismas especificaciones de todos y cada uno de los documentos del proyecto primitivo mientras no se opongan específicamente.

2. CONDICIONES TÉCNICAS A CUMPLIR POR LOS MATERIALES Y LA MANO DE OBRA.

La contrata queda obligada a mantener en pie de obra durante la ejecución de la misma, un jefe responsable y conocedor de cuantos trabajos y montajes se lleven a cabo, estando obligados a conocer y cumplir las normas legales para su buena ejecución, y a que el personal a sus órdenes conozcan y cumplan la parte que le afecte.

Todos los materiales utilizados en estas obras reunirán las condiciones de naturaleza requerida para cada cual a juicio del Ingeniero Director de la Obra, quien dentro del criterio de justicia, se reservará el derecho de ordenar que sean retirados o reemplazados dentro de cualquier época de la obra o de sus términos de garantía, los productos, elementos materiales, etc.

Los materiales no especificados que hayan de ser utilizados sin haberse especificado en el pliego de condiciones no podrán ser utilizados, sin haber estado reconocidos por la Dirección de la Obra, quien podrá rechazarlos sino reúnen las condiciones, sin derecho a reclamación por parte del contratista.

2.1. Calidad de los operarios.

Para cada uno de los trabajos especificados, se dispondrá de personal especializado, que ha de realizar estas tareas de acuerdo con las buenas reglas del arte en su especialidad, y satisfacción del Ingeniero Director de la Obra. En cada caso, la mano de obra estará, por lo que hace a su categoría, de acuerdo con la dificultad, pudiendo la dirección de obra, si se estimara necesaria, exigir la presentación de la cartilla profesional o de cuantos elementos de juicio considere necesarios para acreditar el cumplimiento de estos extremos.

2.2. Áridos para hormigones.

Los áridos para hormigones deberán cumplir estrictamente las condiciones que preinscriba la instrucción. A este fin vendrá el contratista obligado a suministrar muestras de los áridos que pretenda utilizar, indicando su procedencia. Una vez haya sido autorizada la utilización de unos áridos, no deberá variar su procedencia sin la autorización de la Dirección de Obra. Las muestras suministradas, servirán en todo caso para determinar la granulometría que se considere más conveniente y en consecuencia la dosificación de los distintos tamaños de piedra que hayan de entrar en las mezclas.

2.3. Arenas.

Las arenas han de estar limpias de tierra, barro, han de ser angulosas, secas, áspero al tacto , crujir al refregarlas y reunir los demás requisitos que figuran en la norma.

2.4. Cemento Pórtland.

El cemento Pórtland ha de cumplir, de manera general, las condiciones que preinscriba el pliego de prescripciones técnicas para la recepción de cimientos.

Se recibirá en obra sus mismos envases cerrados en que fue expedido a la fábrica y se guardará en un lugar ventilado, protegido de la intemperie y de la humedad del suelo y de las paredes

2.5. Agua.

El agua de los amasados no contendrá sustancias perjudiciales en una cantidad suficiente como para alterar el endurecimiento ni disminuir con el tiempo las condiciones útiles exigidas a los amasados y reunirán los requisitos establecidos. En ningún caso se autorizará la utilización del agua de mar.

2.6. Hormigones.

Para la fabricación de los hormigones y morteros, se seguirán las normas y prescripciones fijadas en el presente pliego de condiciones.

2.7. Acero ordinario para las armaduras.

Deberá de cumplir las siguientes condiciones, que serán garantidas por el fabricante:

- Tensión de ruptura comprendida entre los 3700 y 4500 kg/cm².
- Límite de elasticidad aparente igual o superior a los 2400 kg/cm² para las barras de diámetro igual o inferior a los 16 mm. y de 2300 kg/cm² para las de diámetro superior a los 16 mm.
- Alargamiento de ruptura, medido sobre base de cinco diámetros, igual o superior a 26%.

El fabricante también deberá garantizar el cumplimiento del ensayo de pliegue a 180°, efectuado a 20°C sobre un mandril de diámetro igual al de la barra, según el método del ensayo UNE-7051

2.8. Bloques de hormigón prefabricados.

Tendrán la forma de paralelepípedo rectangular, construido por un conglomerado de cemento y un árido natural o artificial.

Se suministrarán a obra con una resistencia no inferior a 40 kg/cm² y una absorción de agua no superior al 10%. El peso del bloque no ha de ser superior a los 25 kg.

No han de presentar grietas, deformaciones, alabeo ni desgolpeados de aristas.

Los bloques vacíos presentaran perforaciones cerradas en la cara de asentamiento, con una capa del mismo material el peso del cual no sea inferior a 15 kg.

Los bloques para las esquinas tendrán las dos caras perpendiculares y lisas.

2.9. Tubos de plástico.

Las cañerías de plástico podrán ser de policloruro de vinilo, P.V.C, o de polietileno. Deberán de cumplir las prescripciones generales de cañerías de abastecimiento de aguas.

Las cañerías de P.V.C, están fabricadas con policloruro de vinilo, es decir, sin plastificaciones ni ingredientes necesarios superiores al 1%. La pureza mínima ha de ser de un 4% de colorantes, estabilizadores y materiales auxiliares.

Las cañerías de polietileno estarán constituidas con polietileno puro y negro, de humo finamente dividido en proporción del 2% y eventualmente colocadas. Los estabilizadores y materiales auxiliares no aparecerán en una proporción mayor al 0.3%.

2.10. Hierros y aceros para elementos metálicos.

Los hierros y aceros deberán cumplir las prescripciones técnicas indicadas en la vigente Instrucción para la redacción de Proyectos y Construcción de estructuras metálicas. Todas las piezas de hacer laminado para construcciones metálicas estarán exentas de fisuras, exfoliaciones, láminas, estrías o reducciones de sección superior al 5%.

Las superficies serán regulares, y los defectos superficiales podrán ser eliminados, siempre que la sección resultante cumpla con la anterior tolerancia.

3. CONDICIONES TÉCNICAS PARA LA EJECUCIÓN DE LA OBRA.

El proceso constructivo de las distintas unidades que conforman el proyecto se ajustará a las especificaciones de la Normativa y disposiciones oficiales que estén vigentes. De todas ellas, son de aplicación en el presente proyecto, con carácter general, las siguientes:

- CTE y EHE.
- Pliegos de prescripciones generales en cuanto a la recepción de materiales.

Por parte del contratista de las obras, se deberá de poner especial atención en la vigilancia y control de la correcta ejecución de las distintas unidades del proyecto, con la finalidad de que la calidad obtenida se ajuste a las especificaciones a las que hacen referencia las Normas antes nombradas.

Además, toda condición particular que figure en alguno de los documentos del proyecto será considerada como obligatoria, aunque no se especifique expresamente en las Normas citadas, para ser considerada como condición de buena construcción.

A continuación se presentan las condiciones generales que han de cumplir cada uno de los procesos constructivos correspondientes a la ejecución del proyecto.

Replanteamientos.

Los replanteamientos, trazados, nivelaciones y demás obras previas, se efectuarán de acuerdo con los datos, planos y medidas del proyecto y se realizará este con el máximo cuidado, de forma que no se admitirán errores mayores de 1/500 (2%) de las dimensiones genéricas establecidas en los documentos que conforman el proyecto.

3.1. Cerrado.

El contratista tendrá la obligación de colocar señales bien visibles, tanto de día como de noche, a las obras de explanación, cerrados y pozos, así como las vallas necesarias para evitar accidentes a peatones y vehículos tanto propios como ajenos a la obra.

3.1.1. Apilamientos a pie de obra.

El contratista ha de reunir los apilamientos de materiales a pie de obra, de modo que estos no sufran desmerito por acción de los agentes meteorológicos.

Deberá de observar en este aspecto las indicaciones de la Dirección de Obra, y no tendrá derecho a indemnización de ningún tipo por las perdidas que pudieran padecer como consecuencia de no haber cumplido con el que se ha expuesto en este apartado.

Se entiende que todo el material puede ser rechazado por la Dirección de Obra siempre que no cumpla las condiciones mínimas requeridas a pesar de haber estado aceptado con anterioridad.

3.2. Movimiento de tierras.

Una vez finalizadas las operaciones de desbroce del terreno, se indicaran las obras de excavación, ajustándose a las alineaciones, pendiente y demás información contenida en los planos y todo el que sobre el particular ordene la Dirección de Obra.

La tierra vegetal que se encuentre en la excavación y no se haya extraído en el desbroce se removerá, excepto preinscripción en contra se apilará para su posterior utilización.

Los vaciados se ejecutaran con las dimensiones y características que se fijen en el proyecto, dejando una holgura mínima de 1,5 m. La profundidad de cimentación será la necesaria hasta encontrar un terreno firme según la especificación en el proyecto. Las tierras vaciadas serán transportadas a vertedero, dejando siempre en obra un apilamiento suficiente para el rellenado y otros usos que indique la dirección.

Si fuera necesario apuntalar o realizar cualquier medida de precaución o protección de las obras, el contratista estará obligado a realizarlas de acuerdo con las necesidades del momento. En cualquier caso, la excavación ha de estar siempre protegida con los medios

adecuados para evitar que cualquier persona, ajena o no a la obra, sufra algún tipo de accidente por caída.

Los trabajos de movimiento de tierras, serán controlados por la dirección facultativa, que deberá dar el visto bueno. Todos los medios necesarios para la correcta ejecución de estas faenas serán aportadas por el contratista.

3.3. Cimentación.

La cimentación se replanteará de acuerdo con los planos correspondientes con toda exactitud, tanto en dimensiones y alineaciones como en rasantes del plano de cimentación.

Los paramentos y fondos de las zanjas y zapatas quedaran perfectamente recortados, limpios y nivelados.

El hormigón de limpieza tendrá un grosor de 100 mm, y deberá de ser apisonado y nivelado antes de colocar las armaduras. Antes de cimentar se colocarán las armaduras según los planos de estructura de zapatas y las riostras.

Las cimentaciones serán de hormigón armado y las calidades, tanto del hormigón como del acero se deberán ajustar a las especificaciones que se den en el proyecto.

3.4. Armaduras.

Las armaduras se doblaran ajustándose a los planos y instrucciones del proyecto. Esta operación se realizará en frío y a velocidad moderada, perfectamente con medios mecánicos no admitiendo excepción para las barras apisonadas para estirado en frío o para tratamientos térmicos especiales.

Los cercos y estribos podrán doblarse con radios inferiores, siempre que esto no origine en estos elementos un principio de fisura. No se admitirá un enderezamiento de los codos.

Se dispondrán de acuerdo con las indicaciones de los planos, sujetos entre si al encofrado, de modo que no puedan experimentar movimiento durante el vertido y compactación del hormigón y permitan a este envolverse y rellenar el encofrado.

La distancia de las barras a los paramentos será siempre igual o superior al diámetro de la barra respetando las indicaciones de los planos correspondientes, y en ningún caso inferior a 2 cm ni superior a 4 cm.

3.5. Unidades no incluidas en este pliego.

Las unidades de obra no incluidas en el presente pliego se ejecutarán de acuerdo al sancionado por costumbre, como buenas reglas de la construcción y las indicaciones que sobre el particular señale la Dirección de Obra.

3.6. Especificaciones del control de calidad.

Se encargará a un laboratorio de control de calidad, con homologación reconocida, la ejecución del control de calidad de las diferentes unidades que se ejecutarán a la obra.

Se recogerán muestras de los distintos materiales necesarios, para la realización de los ensayos que se relacionen en este apartado, así como estos otros que considerase oportunos ordenar la dirección facultativa.

Con la finalidad de que la realización de los ensayos no suponga ningún obstáculo en el buen funcionamiento de la obra, las distintas muestras de materiales se entregaran con antelación suficiente y que como mínimo será de 15 días más el propio tiempo de realización del ensayo.

El incumplimiento de cualquiera de las condiciones fijadas en las instrucciones conducirá al rechazo del material en la situación en que se encuentre, ya sea al almacén, bien apilado a la obra, o colocado.

4. DISPOSICIONES GENERALES.

4.1. Disposiciones aplicables.

Además de todo lo que se ha especificado en el presente pliego de condiciones, serán de aplicación las siguientes disposiciones, normas o reglamentos, las prescripciones de las cuales, cuando puedan afectar a obras objeto del presente pliego, quedan incorporados formando parte del mismo.

- Pliego de prescripciones técnicas generales para la recepción de cementos RC (Decreto 1313/1998)
- Criterios a seguir para la utilización de cementos incluidos en el pliego Prescripciones técnicas generales para la recepción de cementos.
- Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH 91).
- Pliego general de condiciones facultativas para tuberías de abastecimiento de aguas.

4.2. Contradicciones y omisiones en la documentación del proyecto.

Todo lo que se ha citado en el pliego de condiciones y omitido en los planos, o viceversa, deberá de ser ejecutado como si estuviera expuesto en los dos documentos.

Las omisiones en los planos y pliegos de condiciones, o descripciones erróneas de los detalles de la obra que sean manifiestamente necesarios para llevar a cabo el espíritu y intención expuestas en los planos o pliego, y que por su uso y costumbre se han de realizar, no solo exime al contratista de la obligación de la obligación de ejecutar estos detalles de obra omitidos o erróneamente descritos, sino que por el contrario, deberán de ser ejecutados como si hubieran estado especificados de manera completa y correcta en los planos y pliego de condiciones.

Delante posibles contradicciones entre la memoria y los planos, tendrá validez la información que se contemple en la memoria.

4.3. Facultades de dirección.

La dirección de obra podrá dar, con total libertad y en el momento que crea oportuno, órdenes escritas, planos, detalles etc. sobre los siguientes conceptos:

- Todos los trabajos que se indiquen gráficamente en estos documentos y todas esas unidades dependientes de subcontratista o suministradores.
- Todas las variaciones o modificaciones en calidad o cantidad del proyecto, así como cualquier ampliación, omisión o sustitución de cualquier material, mano de obra o cualquier otro elemento del proyecto.
- Cualquier error, omisión o discrepancia entre cualquiera de los documentos componentes del proyecto.
- La retirada de material o otros elementos que hayan sido introducidos por el contratista y la sustitución de estos por otros escogidos por la dirección.
- La suspensión de cualquier trabajo incluido en estos documentos.
- La retirada de la obra de cualquier persona relacionada con la misma, con justificación de los motivos de la decisión tomada.

4.4. Libro de ordenes.

Según lo previsto en el Decreto 462 del 11 de marzo de 1971, el contratista tendrá siempre a la oficina de la obra, y a disposición de la Dirección de obra un libro de ordenes con las hojas hechas por duplicado, en el que redacta las que crea oportunas por el contratista, para subsanar o corregir las posibles deficiencias constructivas que haya podido observar en sus visitas a la obra.

4.5. Ordenanzas, licencias y permisos.

El contratista ha de cumplir con todo lo establecido por las Autoridades Gubernamentales y Municipales y deberá ejecutar la obra de acuerdo con las ordenanzas vigentes.

El contratista recibirá con anterioridad al inicio de los trabajos la Licencia Municipal Correspondiente, en este caso de Corella. Estarán a cargo del contratista y de su responsabilidad cualquier otro permiso necesario para llevar a cabo la ejecución del proyecto.

4.6. Medios y métodos de construcción.

A menos que se indique lo contrario en los planos y documentos contractuales, los medios y métodos de construcción serán escogidos por el contratista, si bien reservándose la Dirección el derecho de rechazar aquellos propuestos por el contratista:

- Que constituyan y puedan causar un riesgo al trabajo, personas o bienes.
- Que no permitan conseguir el trabajo acabado conforme al exigido en el proyecto.

4.7. Obligaciones sociales.

El contratista está obligado expresamente al cumplimiento del Código del Trabajo de la Ley de Reglamentación Nacional de trabajo de las Industrias de la Construcción de 2 de abril de 1964 y de sus disposiciones aclaratorias, así como todas esas que dicten sobre el tema y aplique al tipo de obra contratada.

4.8. Recepción definitiva de las obras.

Al cabo de un año, considerado termino de garantía desde la recepción provisional, se procederá a la recepción definitiva.

Sólo podrán ser definitivamente recibidas las obras ejecutadas conforme al proyecto y modificaciones realizadas por ordenes recibidas por la Dirección de Obra y que estén en perfecto estado de conservación en el momento de la recepción.

4.9. Plazo de garantía.

El plazo de garantía de las obras será de un año a partir de la firma del acta de recepción provisional. Si la obra se arruina con posterioridad a la recepción definitiva, por vicios ocultos

de la construcción a causa del incumplimiento del contrato por parte del contratista, este responderá con los daños y perjuicios en el plazo de 15 años.

Pasado este plazo, quedará totalmente extinguida la responsabilidad del contratista.

4.10. Liquidación de las obras.

Recibidas provisionalmente las obras, se procederá seguidamente a su medición general y definitivo, con asistencia del contratista o un representante suyo, formulándose por la Dirección de Obra y en el plazo de 6 meses des de la citada recepción, la liquidación provisional de las obras ejecutadas, tomando como base para su valoración las condiciones económicas establecidas en el contrato.

5. PLIEGO DE CONDICIONES PARA LAS INSTANCIAS Y EQUIPOS.

Para la instalación de equipos y maquinaria, se tendrán en cuenta las especificaciones de la memoria técnica del presente proyecto, cumpliendo las normativas que aparecen. Se adoptarán las medidas correctoras establecidas en el proyecto, y todas las que la Dirección de Obra y las vigentes ordenanzas crean oportunas aplicar en cada caso. El adjudicatario deberá de someter a la aprobación de la Administración, antes del inicio de las obras, un programa de trabajo especificando los plazos parciales y la fecha de entrega de las distintas unidades de obra compatibles con el plazo de ejecución. Una vez este sea aprobado por la Administración se incorporará al Pliego de Condiciones del Proyecto y adquirirá carácter contractual.

El adjudicatario deberá de dejar un ingeniero a pie de obra par solucionar cualquier problema que pudiera surgir en el proceso de instalación del equipo. Además, deberá de ser responsable de toda clase de perjuicios que se pudieran causar a su personal o a terceros, como consecuencia de imprudencias o incorrecto montaje y funcionamiento de los equipos.

El adjudicatario dejará la instalación en perfecto estado de funcionamiento dentro de los plazos delimitados en el contrato de adjudicación.

6. PLIEGO DE CONDICIONES PARA COMPONENTES ESTÉTICOS.

Todas las condiciones del componente estético interior están señaladas y explicadas en el anexo del mismo.

Para el componente estético exterior remarcar que debe haber una máquina elevadora a pie de obra con las correspondientes medidas de seguridad según normativa.



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

Titulación :

INGENIERO TÉCNICO INDUSTRIAL MECÁNICO
INTENSIFICACIÓN EN DISEÑO INDUSTRIAL

Título del proyecto:

CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A
LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO

DOCUMENTO 5: PRESUPUESTO

Javier Peralta Mateo

José Ignacio Latorre Biel

Tudela, 15 de Julio de 2010

ÍNDICE DEL PRESUPUESTO:

CAPÍTULO 1. MOVIMIENTO DE TIERRAS.	3
CAPÍTULO 2 CIMENTACIONES.	4
CAPÍTULO 3 ESTRUCTURA.	6
CAPÍTULO 4 CERRAMIENTO Y RAMA DE PALETA.	8
CAPÍTULO 5. RAMA DE PALETA Y CIERRES EXTERIORES.	10
CAPÍTULO 6. CUBIERTA Y CIELO RASO.	11
CAPÍTULO 7. SANEAMIENTO.	12
CAPÍTULO 8. PAVIMENTOS Y ASFALTADO.	13
CAPÍTULO 9. CIERRES METÁLICOS.	14
CAPÍTULO 10. RESUMEN DE PRESUPUESTO TOTAL.	15

CAPITULO 1. MOVIMIENTO DE TIERRAS.

CODIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
D02AA501	M ² DESBR.Y LIMP.TERRENO A MÁQUINA	7833	0,53 €	4151,49 €
	M2. Desbroce y limpieza de terreno por medios mecánicos, sin carga ni transporte y con costes indirectos.			
D02KF201	M ³ EXCAV. MECÁN. POZOS T. DURO	236,848	5,41 €	3649,70 €
	M3. Excavación, con retroexcavadora, de terreno de consistencia dura, en apertura de pozos, con extracción de tierras a los bordes, con costes indirectos.			
D02HF201	M ³ EXCAV. MECÁN. ZANJAS T. DURO	287,98	10,01 €	2882,72€
	M3. Excavación, con retroexcavadora, de terrenos de consistencia dura, con extracción de tierras a los bordes, + costes indirectos.			
D02VF101	M ³ TRANSPORTE TIERRAS 10 A 20 KM	358,2	7,93 €	2840,52€
	M3. Transporte de tierras procedentes de excavación a vertedero, con un recorrido total comprendido entre 10 y 20 km., con camión volquete de 10 Tm., con costes indirectos.			

TOTAL CAPÍTULO 1 MOVIMIENTO DE TIERRAS: 13524,43 €

CAPÍTULO 2 CIMENTACIONES.

CODIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
D04EF110	M ³ HOR. LIMP. H-200/P/40 VERTIDO GRÚA	37,17	111,34 €	4.138,50 €
	M3. Hormigón en masa H-200/P/40 Kg/cm ² de resistencia característica, con tamaño máximo del árido de 40 mm. elaborado en obra para limpieza y nivelado de fondos de cimentación, incluso vertido con pluma-grúa, vibrado y colocación. El espesor mínimo será de 10 cm., según CTE/DB-SE-C y EHE.			
D04XA001	Ud ENSAYO FÍSICO/MECÁNICO CEMENTO	1	219,04 €	219,04 €
	Ud. Ensayo físico y mecánico del cemento, según Normas UNE, determinando: tiempo de fraguado, estabilidad de volumen, resistencia a compresión y determinación de componentes, toma de muestras y redacción del informe, desplazamiento de personal y equipo a obra para la toma y recogida de muestras.			
D04GC503	M ³ HOR. HA-25/B/20/ IIa ZAP. V. B. CENT.	205,242	108,72 €	22.313,91 €
	M3. Hormigón en masa para armar HA-25/P/20/ IIa N/mm ² , con tamaño máximo del árido de 20mm., elaborado en central en relleno de zapatas de cimentación, vertido por medio de camión-bomba, vibrado y colocación. Según CTE/DB-SE-C y EHE.			
D04PF501	M ² ENCACHADO PIEDRA 40/80 e=15 cm.			
	M2. Encachado de piedra			

	caliza 40/80 de 15 cm. de espesor en su base de solera, y extendido y compactado con pisón.	1729,61	5,33 €	9.218,82€
D04PM104				
	M2 SOLERA HA-25 #150*150*5 6 CM. M2. Solera de 6 cm. de espesor, realizada con hormigón HA-25/P/20/IIa N/mm2., tamaño máximo del árido 20 mm. elaborado en central, y vertido, colocación y armado con mallazo electrosoldado #150*150*5 mm., incluso p.p. juntas, aserrado de las mismas y fratasado. Según EHE.	1729,61	12,35 €	21.360,68 €

TOTAL CAPÍTULO 2 CIMENTACIONES : 57.250,95 €

CAPÍTULO 3 ESTRUCTURA.

CODIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
D05AA052	Kg. ESTRUCT. PERF. CORREAS U EN FRÍO	5315,1	1,53 €	8.132,10 €
	kg. Correa de chapa conformada en frío tipo Z, calidad S275, con una tensión de rotura de 410 N/mm2, totalmente colocada y montada, i/ p.p. despuntes y piezas de montaje según CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.			
D05AA050	m. ESTRUCTURAS PERF. CORREAS Z	466,66	13,3 €	6.206,57 €
	ML. Correa de chapa conformada en frío tipo Z, calidad S275, con una tensión de rotura de 410 N/mm2, totalmente colocada y montada, i/ p.p. despuntes y piezas de montaje según CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.			
D05AA001	Kg ACERO S275 EN ESTRUCTURAS	71887,916	1,51 €	10.8550,75 €
	Kg. Acero laminado S275 en perfiles para vigas, pilares y correas, con una tensión de rotura de 410 N/mm2, unidades entre sí mediante soldadura con electrodo básico i/p.p. despuntes y dos manos de imprimación con pintura de de plomo totalmente montado, según CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.			
U06QH020	Kg Chapón cortado a medida de 25 mm	10753,65	0,68 €	7.312,48 €

U06QH010	Kg Chapón cortado a medida de 15 mm	971,5	0,71 €	689,77 €
D04AP405	M ² MALLAZO 20x20 cm. D=10 mm.			
	M2. Mallazo electrosoldado con acero corrugado de D=10 mm. en cuadrícula 20x20 cm., i/cortado, doblado, armado y colocado, y mermas y despuntes.	1729,61	7,73 €	13.369,88 €
D04AF110	M ² PARRILLA D=20 mm. B 400-S			
	M2. Parrilla de cimentación formando cuadrícula de 25x25 cm., con acero corrugado B 400-S de D=20 mm., elaborada y colocada. Según EHE.	205,242	30,13 €	6.183,94 €

TOTAL CAPÍTULO 3 ESTRUCTURA: 150.445,49 €

CAPÍTULO 4 CERRAMIENTO Y RAMA DE PALETA.

CODIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIÓ	IMPORTE
D05AA052	kg ESTRUCT. PERF. CORREAS U EN FRÍO	5315,1	1,53 €	8.132,10 €
	kg. Correa de chapa conformada en frío tipo Z, calidad S275, con una tensión de rotura de 410 N/mm2, totalmente colocada y montada, i/ p.p. despuntes y piezas de montaje según CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.			
D05AA050	m ESTRUCTURAS PERF. CORREAS Z	466,66	13,3 €	6.206,57 €
	Ml. Correa de chapa conformada en frío tipo Z, calidad S275, con una tensión de rotura de 410 N/mm2, totalmente colocada y montada, i/ p.p. despuntes y piezas de montaje según CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.			
D05AA001	Kg ACERO S275 EN ESTRUCTURAS	71887,916	1,51 €	108.550,75 €
	Kg. Acero laminado S275 en perfiles para vigas, pilares y correas, con una tensión de rotura de 410 N/mm2, unidas entre sí mediante soldadura con electrodo básico i/p.p. despuntes y dos manos de imprimación con pintura de minio de plomo totalmente montado, según CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.			

U06QH020	Kg Chapón cortado a medida de 25 mm	10753,65	0,68 €	7.312,48 €
U06QH010	Kg Chapón cortado a medida de 15 mm	971,5	0,71€	689,76 €

TOTAL CAPÍTULO 4 CERRAMIENTO Y RAMA DE PALETA: 130.891.67 €

CAPÍTULO 5. RAMA DE PALETA Y CIERRES EXTERIORES.

CODIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
D07AC401	M ² FÁB. BLOQUE H. B. 40x20x20 C/VTA. M2. Fábrica de bloques de hormigón FACOSA blanco de medidas 40x20x20 cm., ejecutado a una cara vista, i/relleno de hormigón H-200/20 y armadura en zona según normativa y recibido con mortero de cemento y arena de río M 5 según UNE-EN 998-2, i/p.p. de piezas especiales, roturas, aplomado, nivelado, y limpieza todo ello según CTE/ DB-SE-F	443,4	35,2	15.607,68 €
U12NK050	M2 Panel 50mm Aceralia T.	629,6	38,65	24.334,04 €
U12RA101	M1 Remate lat/esquina chapa prelac.	18,4	10,45	192,28 €
U13NA005	M1 Guardavivos chapa galvanizada	343,6	1,12	384,83 €

TOTAL CAPÍTULO 5 RAMA DE PALETA Y CERRAMIENTOS EXTERNOS:
40.518.83 €

CAPÍTULO 6. CUBIERTA Y CIELO RASO.

CODIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIÓ	IMPORTE
U12NK030	M2 Panel 30mm Aceralia T.	1534,16	30,53 €	46.837,90 €

TOTAL CAPÍTULO 6 CERRAMIENTY Y CIELO RASO : 46.837,90 €

CAPÍTULO 7. SANEAMIENTO.

CODIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
U12QI005	MI Can.perf. prelac.desarr. 333	200,88	8,83 €	1.773,77 €
U25AA004	MI Tub. PVC evac. 75 mm. UNE EN 1329	73,6	1,76 €	129,53 €
U05AA003	MI Tubo horm. centrif. 20 cm.	238	6,6 €	1.570,80 €
U05AA010	MI Tubo horm. centrif. 80 cm.	117	29,72 €	3.477,24 €
U05AA011	MI Tubo horm. centrif.100 cm.	64,4	48,68 €	3.134,99 €
U05AA204	MI Tubo hor. ovoide 90x135x100cm.	54	87,79 €	4.740,66 €
U05DG001	Ud Imbornal hormigón 90x50x50	43	52,51 €	2.257,93 €
D03DC005	POZO REGISTRO D-1 m. PROF. 2 m.	4	596,22 €	2.384,88 €
	Ud. Pozo de registro visitable, de 1m. de diámetro y dos de profundidad, formado por solera de hormigón HM-20 N/mm2, de 20cm. de espesor, con canaleta de fondo, fabrica de ladrillo macizo de 1 pie de espesor, enfoscado , pates de polipropileno, cerco y tapa de hormigón armado HM-25 N/mm2, i/excavación por medios mecánicos en terreno flojo y medidas de seguridad, s/NTE-ISS-55.			

TOTAL CAPÍTULO 7 SANEAMIENTO: 19.469,98 €

CAPÍTULO 8. PAVIMENTOS Y ASFALTADO.

CODIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIÓ	IMPORTE
U04AF105	M3 Mezcla Todo Uno	7833	14,5 €	113.578,50 €
D04GT404	M ³ HOR. HA-25/B/40/ IIa LOSA V. B. CEN.			
	M3. Hormigón en masa para armar HA-25/P/40/ IIa N/mm2, con tamaño máximo del árido de 40 mm., consistencia blanda, elaborado en central en relleno en losas de cimentación, incluso vertido por medio de camión-bomba, vibrado y colocado. Según CTE/DB-SE-C y EHE.	345,922	123,53 €	42.731,74 €

TOTAL CAPÍTULO 8 PAVIMENTOS Y ASFALTADO: 156.310,24 €

CAPÍTULO 9. CIERRES METÁLICOS.

CODIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIÓ	IMPORTE
D23AA105	M ² PUERTA BATIENTE CHAPA ROPER			
	M2. Puerta metálica batiente de una y 2 hojas, fabricada en chapa grecada galvanizada en sentido horizontal y pintada en cabina, con hoja, marco y cerradura de máxima seguridad, alojada en carcasa de P.V.C. ignífugo y anclaje, i/ herrajes de colgar y seguridad.			
		91,28	52,42 €	4.784,89 €

TOTAL CAPÍTULO 9 CIRRES METÁLICOS: 4.784,89 €

CAPÍTULO 10. RESUMEN DEL PRESUPUESTO.

Capítulo 1. Movimiento de tierras.....	13.524,43 €
Capítulo 2. Cimientos	57.250,95 €
Capítulo 3. Estructura	150.445,49€
Capítulo 4. Cerramientos y rama de paleta.....	130.891,67 €
Capítulo 5. Rama de paleta y cerramientos externos.....	40.518,88 €
Capítulo 6. Cerramiento y cielo raso.....	46.837,90 €
Capítulo 7. Saneamiento.....	19.469,98 €
Capítulo 8. Pavimentos y asfaltado.....	156.310,24 €
Capítulo 9. Cierres metálicos.....	4.784,89 €
Componente estético interior (MECALUX).....	71.896,00 €
Componente estético exterior:	
-Perfiles y anclajes.....	5.000,00 €
-Vidrio.....	21.000,00 €
Césped (20 €/m ² con 252 m ²).....	5.040,00 €
SUMA	722.970,43 €
IVA (16%)	+ 115.675,27 €
TOTAL	838.645,7 €



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

Titulación :

INGENIERO TÉCNICO INDUSTRIAL MECÁNICO
INTENSIFICACIÓN EN DISEÑO INDUSTRIAL

Título del proyecto:

CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A
LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO

ANEXO I: ESTUDIO GEOTÉCNICO

Javier Peralta Mateo

José Ignacio Latorre Biel

Tudela, 15 de Julio de 2010

ÍNDICE:

DOCUMENTO 1. TEXTO	3
DOCUMENTO 2. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	15
DOCUMENTO 3. TRABAJOS DE CAMPO.....	18
DOCUMENTO 4. REPORTAJE FOTOGRÁFICO.....	30

DOCUMENTO 1. TEXTO

OBJETIVOS

El objetivo de este proyecto geotécnico es dar a conocer el perfil del terreno existente en la parcela seleccionada (determinar la naturaleza, espesor y distribución de los materiales que aparecen en la zona de estudio), las características y propiedades geotécnicas de cada uno de los materiales que aparecen en la zona de estudio, situar el nivel freático, determinar la carga admisible del terreno (con objeto de recomendar la cimentación de más apropiada y estimar los asentamientos generados bajo estas condiciones), y otras recomendaciones en cuanto excavabilidad del terreno, tipo de materiales a utilizar en función de la agresividad del terreno y otras recomendaciones que se consideren oportunas, con el fin de ofrecer todos los datos necesarios para el cálculo de las estructuras proyectadas.

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA PROYECTADA Y DEL SOLAR

- DESCRIPCIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL SOLAR

Parcela de morfología rectangular situada a cota de calle que no presenta irregularidades destacables en superficie. Con abundante vegetación.

- DESCRIPCIÓN DE LA OBRA PROYECTADA

Se ha proyectado la realización de una nave industrial.

CAMPAÑA GEOTÉCNICA

Se determina la realización de la Campaña:CTE.

- NORMA UTILIZADA

1. NCSR-02. Norma de la construcción sismorresistente: Parte general y edificación.
2. Código Técnico de la Edificación. Seguridad Estructural.Cimientos
3. Normas UNE, relativas a los procedimientos de ensayo ejecutados "in situ" o en el laboratorio.
4. Normas EHE. Instrucción de hormigón estructural.

- TRABAJOS DE CAMPO, TOMA DE MUESTRAS

Las técnicas que se han utilizado son las adecuadas para asegurar el conocimiento de las características del terreno así como su grado de homogeneidad, en este caso se han utilizado:

1. 4 pozos o calicatas, según recomendaciones NTE.
2. 4 pruebas de penetración dinámica superpesada, según Norma UNE 103801/94

- ENSAYOS DE LABORATORIO

Código muestra	Procedencia	Muestra	Ensayos										
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
139899-GEO-REL-CAL2-M1	Calicata 2 a 0.2 m.	Alterada						*					
139899-GEO-TNA-CAL2-M2	Calicata 2 a 1.2 m.	Alterada	*		*	*	*	*					
139899-GEO-TNA-CAL2-M3	Calicata 2 a 3.8 m.	Alterada	*		*	*	*	*					

1. Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa s/Norma UNE 103300:1993
2. Determinación de la densidad de un suelo s/Norma UNE 103301:1994
3. Análisis granulométrico de suelos por tamizado s/Norma UNE 103101:1995
4. Determinación del límite líquido del suelo, método de Casagrande, s/Norma UNE 103103:1994
5. Determinación del límite plástico de un suelo s/Norma UNE 103104:1993
6. Determinación cuantitativa del contenido en sulfatos solubles de suelo s/Norma UNE 103201:1996
7. Ensayo de rotura a compresión simple en probetas de suelo, s/Norma UNE 103400:1993

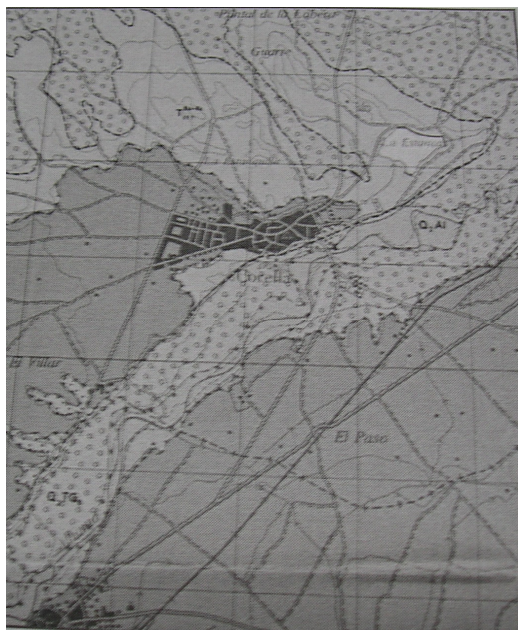
8. Determinación de los parámetros resistentes al esfuerzo cortante de una muestra de suelo en la caja de corte directo, s/Norma UNE 103401:1998
9. Ensayo del hinchamiento libre de un suelo en edómetro, según Norma UNE 103601
10. Geotecnia. Ensayo consolidación unidimensional de suelo en edómetro, s/Norma UNE 103405:1994.
11. Determinación de la agresividad de un agua anejo 5 de la EHE.

ENCUADRE GEOLÓGICO. ESTRATIGRAFIA Y NATURALEZA DEL TERRENO

Geológicamente, la zona estudiada y sus alrededores se encuentran ubicados en la Cuenca Terciaria del Ebro. Esta cuenca se estructuró a lo largo del Terciario como consecuencia de la orogenia Alpina y de una regresión que tuvo lugar asociada a ésta, la orogenia Alpina produjo, junto con el levantamiento de las cordilleras Ibérica y Pirenaica, una serie de fallas que facilitaron la formación de una fosa. La posterior erosión de las cordilleras levantadas provocó el relleno de la cuenca y esto, la regresión de las aguas marinas que por aquel entonces recubrían lo que hoy es el valle del Ebro. Finalmente, durante el Cuaternario, se produjo la sedimentación de depósitos fluviales y aluviales sobre los materiales preexistentes.

En cuanto a los materiales aflorantes en la zona de estudio, son principalmente cuaternarios, de naturaleza fluvial o aluvial, terrazas y glaciares casi con exclusividad. En algunos puntos cercanos al área de estudio también afloran materiales del Terciario, correspondientes a las formaciones Tudela y Alfaro.

- MAPA GEOLÓGICO



- TECTÓNICA

La serie estratigráfica terciaria no se encuentra afectada por ninguna estructura de interés y poco se puede decir de la zona que nos ocupa, a no ser la horizontalidad casi perfecta de toda la estructura (se aprecia un ligero buzamiento de 1º o 2º hacia el Sur).

- GEOMORFOLOGÍA

Señalar el efecto modelar de la red fluvial sobre la zona, responsable tanto de la formación de los distintos niveles de terraza como de su posterior modelado, modelado que se ve complementado por la acción antrópica, principalmente de tipo agrícola.

- SISMICIDAD

El territorio nacional se encuentra dividido en zonas sísmicas:

1. Con aceleración sísmica de $a_b < 0.04g$
2. Con aceleración sísmica de $0.04g < a_b < 0.08g$
3. Con aceleración sísmica de $0.08g < a_b < 0.12g$
4. Con aceleración sísmica de $0.12g < a_b < 0.16g$
5. Con aceleración sísmica de $0.16g < a_b$

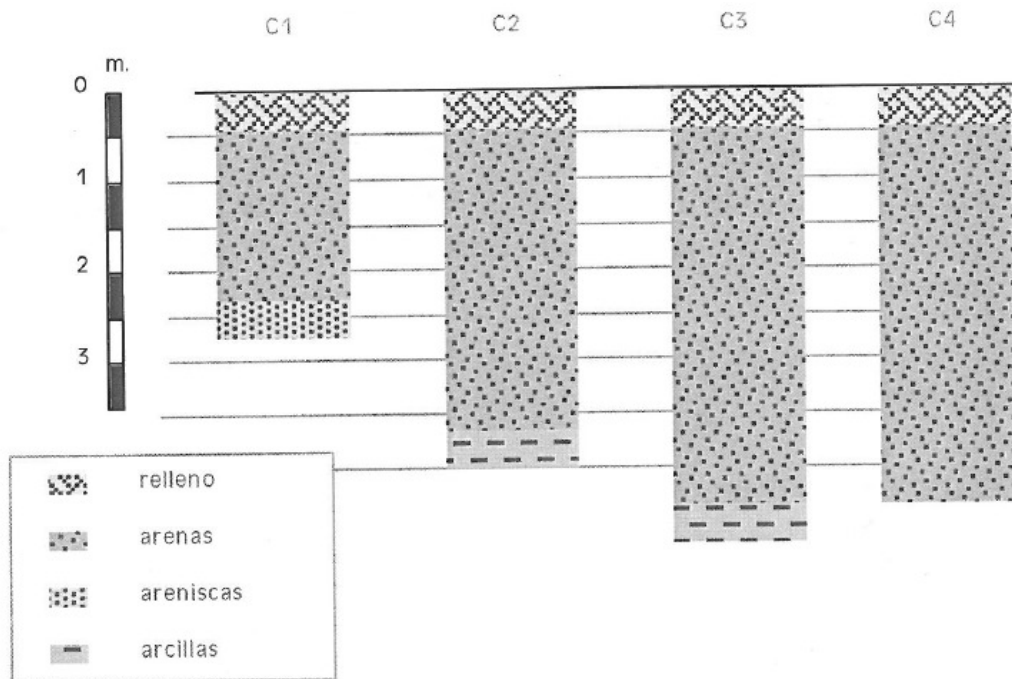


La aceleración sísmica viene definida por la expresión: $a = S \times \rho \times a_b$ siendo ρ =coeficiente de riesgo en función del periodo de vida con el que se proyecta la construcción y S un coeficiente de amplificación de terreno dependiente del valor de $\rho \times a_b$.

Dado que el área donde se ubica la zona de estudio está caracterizado por tener una aceleración sísmica menor de 0,04, según la Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02) no será necesario tomar en consideración medidas contra de los efectos sísmicos en las estructuras de la edificación.

PERFIL LITOLÓGICO DEL TERRENO

El perfil litológico existente es el siguiente:



- HIDROGEOLOGÍA Y NIVEL FREÁTICO

En la fecha de realización del estudio de campo no se ha encontrado agua en los ensayos de campo realizados.

Se debe tener en cuenta que el nivel freático no se trata de un nivel estable, sino que puede sufrir continuas variaciones por épocas, decrecidas o

estiajes, así como por la frecuencia de precipitaciones en las diferentes estaciones.

PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE LOS MATERIALES

Para determinar las características geotécnicas y conocer la naturaleza y el estado del terreno, a parte de los trabajos de campo, son necesarios los ensayos de laboratorio.

Se han tomado muestras representativas de cada tipo de material con el objeto de determinar sus características geotécnicas (los resultados pueden consultarse en el Documento 2: ENSAYOS DE LABORATORIO).

A continuación se describen las características geotécnicas de los materiales que aparecen

- Nivel de relleno
- Estrato de arenas
- Estrato de arcillas

- NIVEL DE RELLENO

-Parámetros físico químicos:

Sulfatos solubles en agua-----0.19% SO₃ (terreno no agresivo al hormigón)

- ESTRATO DE ARENAS

CLASIFICACION			
Clasificación S.U.C.S.	SM		
Compacidad	MEDIA		
Límites de Atterberg, %	L Líquido (w _L)	L Plástico (w _P)	I. Plasticidad (I _p)
	26.46	19.96	6.50
PROPIEDADES MECANICAS			
Cohesión, C	≈ 0.0 kg/cm ² *	Angulo rozamiento interno, Φ	≈ 30° *
Hinchamiento Libre	No hinchable	Colapsabilidad	Nula
Modulo de deformación, E _s	≈ de 1.0H - 1.3H ^{**} kg/cm ² *H= Profundidad del pozo de cimentación en cm		
Módulo balasto (30 x 30 cm), K _S	≈ de 8.-10.0 kg/cm ² *		
Coeficiente de Poisson	0.3		
Ensayo penetración	N ₆₀ D.P.S.H. (Rp)	N ₆₀ S.P.T. (Rp)	
	11-26	-----	
Meteorización	BAJA	Ripabilidad	ALTA
PARAMETROS FISICO- QUIMICOS			
Densidad, γ	2.0 gr/cm ³ *	Humedad	7.46 %
Sulfatos solubles en agua	> 6.08 % SO ₃ (terreno muy agresivo al hormigón)		

* Valor estimado por experiencia en materiales analizados en zonas próximas y por correlación con fórmulas recogidas en bibliografía reconocida.

- ESTRATO DE ARCILLAS

CLASIFICACION			
Clasificación S.U.C.S.	CL		
Compacidad	MUY FIRME		
Límites de Atterberg, %	L Líquido (w _L)	L Plástico (w _P)	I. Plasticidad (I _p)
	38.02	22.38	15.64
PROPIEDADES MECANICAS			
Cohesión, C	≈ 0.3 kg/cm ² *	Angulo rozamiento interno, Φ	≈ 23° *
Hinchamiento Libre	No hinchable	Colapsabilidad	Nula
Modulo de deformación, E _s	≈ de 400-1000 kg/cm ² *		
Módulo balasto (30 x 30 cm), K _S	≈ de 6.0-10.0 kg/cm ² *		
Coeficiente de Poisson	0.15		
Ensayo penetración	N ₆₀ D.P.S.H. (Rp)	N ₆₀ S.P.T. (Rp)	
	17-rechazo	-----	
Meteorización	BAJA	Ripabilidad	ALTA
PARAMETROS FISICO- QUIMICOS			
Densidad, γ	1.9 gr/cm ³ *	Humedad	18.05 %
Sulfatos solubles en agua	3.25 % SO ₃ (terreno muy agresivo al hormigón)		

* Valor estimado por experiencia en materiales analizados en zonas próximas y por correlación con fórmulas recogidas en bibliografía reconocida.

ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

A continuación, analizamos el tipo de cimentación que, según nuestro criterio, y después de haber realizado el pertinente trabajo de campo y de laboratorio, se podrá realizar para ejecutar la cimentación de la nave proyectada.

Cimentación mediante zapatas de hormigón armado empotradas en el estrato de arenas (terreno natural).

La presión de diseño para cada la cimentación se determina en el apartado siguiente.

PARÁMETROS DE CÁLCULO

Las arenas son suelos granulares. Para este tipo de suelos se puede determinar la carga admisible a partir de la resistencia en punta (basados en los golpes de las pruebas de penetración).

La carga admisible en función de los valores de resistencia en punta (Q_{adm} (rp)) para suelos granulares, según Meyerhorf:

- Para B menor que 1,2 m:

$$*q_{adm} = 12 N_{spt} \left(1 + \frac{D}{3B} \right) * \left(\frac{S_t}{25} \right)$$

[KN/m²]

- Para B mayor que 1,2 m:

$$*q_{adm} = 8 N_{spt} \left(1 + \frac{D}{3B} \right) * \left(\frac{S_t}{25} \right) * \left(\frac{B + 0.3}{B} \right)^2$$

[KN/m²]

**Según Código Técnico de Edificación*

S_t : Asiento total admisible en mm

N_{spt}: Valor medio de los resultados, obtenidos en una zona de influencia de la cimentación comprendida entre un plano situado a una distancia 0.5B por encima de su base y otro situado a una distancia mínima de 2B por debajo de la misma

D: Profundidad

Otro factor a tener en cuenta a la hora de determinar la presión de diseño para el cálculo de la cimentación, una vez conocida la carga admisible del terreno, son los asentamientos.

- ASIENTOS

MÉTODO EMPÍRICO PARA LA DETERMINACIÓN DE ASIENTOS

Ecuación de la presión portante admisible para suelos basada en el ensayo normal de penetración y teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

q_a = presión portante admisible, definida por asentamiento, kg/cm^2

S_a = asentamiento admisible, cm (1 pulgada=2,54cm)

K_1 = coeficiente de asentamiento, depende de N_{spt} $C_1=1/K_1$

C_B = factor de incidencia del ancho de la cimentación $K_B=1/C_B$

C_D = factor de incidencia de la profundidad de la cimenta $K_D= 1/C_D$

C_W = factor de incidencia del nivel freático $K_W=1/C_W$

N = N_{spt} a la profundidad de $D+B/2$ 15

B = Ancho del cimientto, m. 2

D = Profundidad de la cimentación bajo el nivel del terreno, m. 1

D_w = Profundidad del nivel freático bajo el nivel del terreno, m. 10

$K_W= 1$ si $D_w>2B$; 2 si $D_w<B$ y $2-((D_w-B)/B)$ cuando $B<D_w<2B$

Según los criterios de Burland, el mejor método para determinar los asentamientos probables es el de Meyerhof (1965).

Autor	S_a (cm)	q_a	$C_1=1/K_1$	$K_B=1/C_B$	$K_D=1/C_D$	$K_W=1/C_W$
Meyerhof (1965)	1,8	2,00	0,34	3,02	0,88	1,00

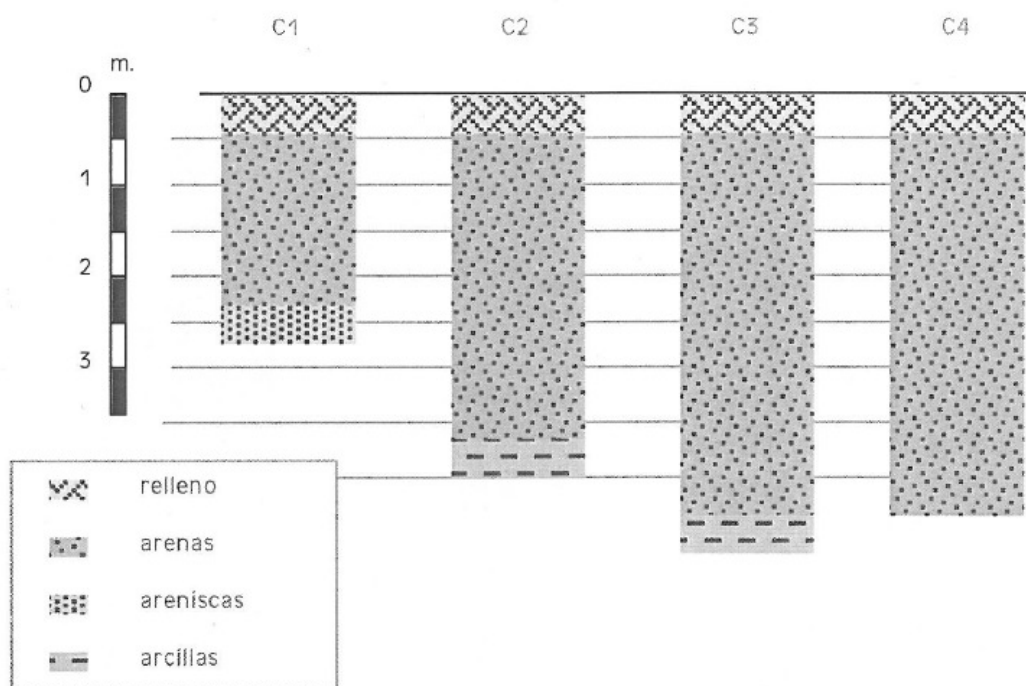
Se producirá un asiento admisible de 1,8 cm. Con una presión de diseño de $2,0 \text{ Kg/cm}^2$ según Meyerhof (1965)

Los asentamientos estimados están dentro de lo admisible.

RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

- PERFIL DE TERRENO

El perfil litológico existente es el siguiente:



- NIVEL FREÁTICO

En la fecha de realización del estudio de campo no se ha encontrado agua en los ensayos de campos realizados.

Se debe tener en cuenta que el nivel freático no se trata de un nivel estable, sino que puede sufrir continuas variaciones por épocas, decrecidas o estiajes, así como por la frecuencia de precipitaciones en las diferentes estaciones.

- HORMIGÓN

1. Requisitos generales:

Para conseguir una durabilidad adecuada del hormigón se debe cumplir la máxima relación agua/cemento y el mínimo contenido de cemento recogidos en la EHE Tabla 37.3.2.a:

Parámetros de dosificación	Tipo de hormigón	CLASE DE EXPOSICION												
		I	II a	II b	III a	III b	III c	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
Máxima relación a/c	Masa	0.65	---	---	---	---	---	---	0.5	0.5	0.45	0.55	0.5	0.5
	Armado	0.65	0.6	0.55	0.5	0.5	0.45	0.5	0.5	0.5	0.45	0.55	0.5	0.5
	Pretensado	0.6	0.6	0.55	0.5	0.45	0.45	0.45	0.5	0.45	0.45	0.55	0.5	0.5
Mínimo contenido de cemento (Kg/m³)	Masa	200	---	---	---	---	---	---	275	300	325	275	300	275
	Armado	250	275	300	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300
	Pretensado	275	300	300	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300

La CLASE DE EXPOSICIÓN según el tipo de ambiente y la agresividad al terreno es: Qc

2. Requisitos adicionales (Qb y Qc):

Utilización de un cemento resistente a los sulfatos. En este caso, el cemento deberá poseer las características de resistencia a sulfatos, según UNE 80303:96 Cementos resistentes a los sulfatos y/o al agua del mar siempre que su contenido sea igual o mayor que 600 mg/l, en el caso de aguas, o igual mayor de 3000 mg/kg, en el caso de suelos.

- **SISMICIDAD**

No se deberán tomar medidas

- **EXCAVABILIDAD DEL TERRENO**

La excavabilidad del terreno es alta, es decir, la excavación de la cimentación se podrá realizar con una retroexcavadora convencional.

- **RELLENOS**

La presencia de rellenos superficiales bajo aceras, bordillos y demás obras de acondicionamiento de la calzada, deberán de ser contenidos al realizar cualquier tipo de la excavación de los mismos, ya que éstos se podrán desprender fácilmente y provocar un desprendimiento por arrastre de parte del material sobre el que se depositan.

- **CIMENTACIÓN Y PRESIÓN DE DISEÑO**

La cimentación será superficial. Se realizará mediante zapatas de hormigón armado empotradas en el estrato de arenas (terreno natural).

La presión de diseño para el cálculo de la cimentación será de $\sigma=2.0$ kg/cm².

DOCUMENTO 2.

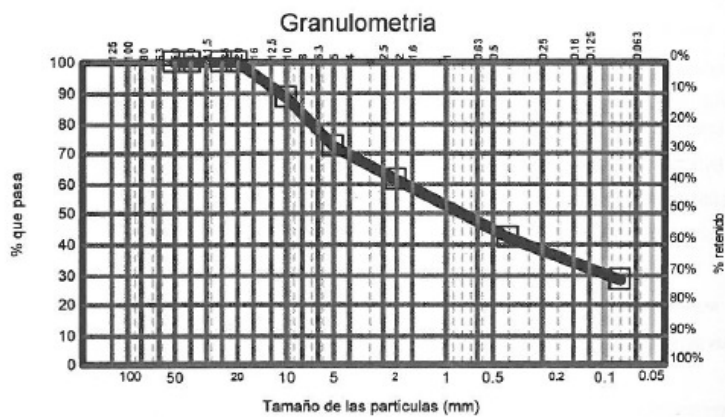
ENSAYOS DE LABORATORIO

CALICATA 2. Muestra 1 a 0,2 m

ENSAYO GEO-03 - SULFATOS SOLUBLES DE UN SUELO S/UNE 103-201-96			nit
CONTENIDO EN SULFATOS DE UN SUELO	% SO ₃	0.19	tit

CALICATA 2. Muestra 2 a 1,2m

139899-GEO-TNA-CAL2-M2	
Tamiz (mm)	Pasa (%)
50	100
40	100
25	100
20	100
10	89
5	72
2	61
0,4	42
0,08	27,9



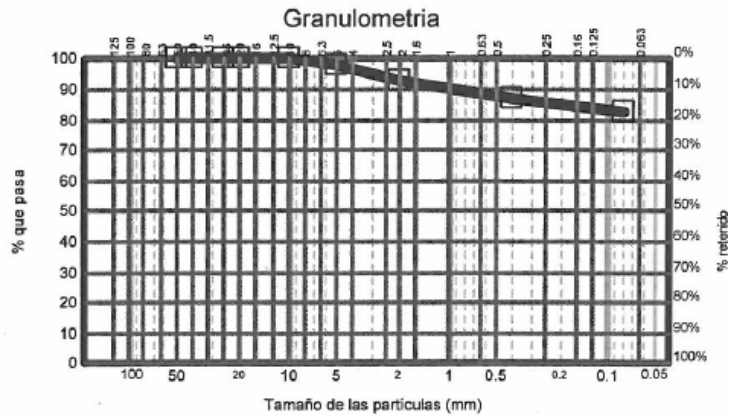
LIMITE LIQUIDO POR EL METODO DE LA CUCHARA DE CASAGRANDE S/UNE 103,103:94 Y LIMITE PLASTICO S/UNE 103,104:93	
Límite líquido	26,46
Límite plástico	19,96
Índice de plasticidad	6,50

Clasificación del suelo	
-SM: Arenas limosas, mezclas de arena y limo	

ENSAYO GEO-03 - SULFATOS SOLUBLES DE UN SUELO S/UNE 103-201-96	
CONTENIDO EN SULFATOS DE UN SUELO	% SO ₃ > 6,08

CALICATA 2. Muestra 3 a 3,8 m.

139899-GEO-TNA-CAL2-M3	
Tamiz (mm)	Pasa (%)
50	100
40	100
25	100
20	100
10	100
5	98
2	93
0.4	87
0.08	82.7
-----	-----



LÍMITE LÍQUIDO POR EL METODO DE LA CUCHARA DE CASAGRANDE S/UNE 103,103:94 Y LÍMITE PLÁSTICO S/UNE 103,104:93	
Límite líquido	38,02
Límite plástico	22,38
Índice de plasticidad	15,64

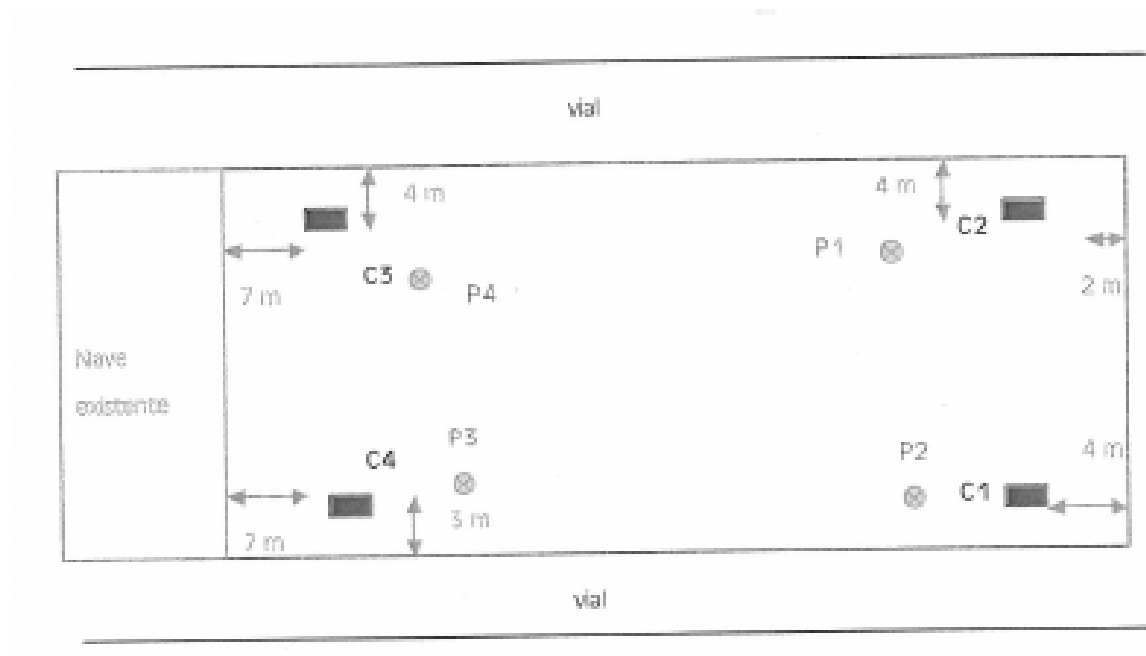
Clasificación del suelo	
-CL: Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas	

ENSAYO GEO-03 - SULFATOS SOLUBLES DE UN SUELO S/UNE 103-201-96	
CONTENIDO EN SULFATOS DE UN SUELO	% SO ₃ 3.25

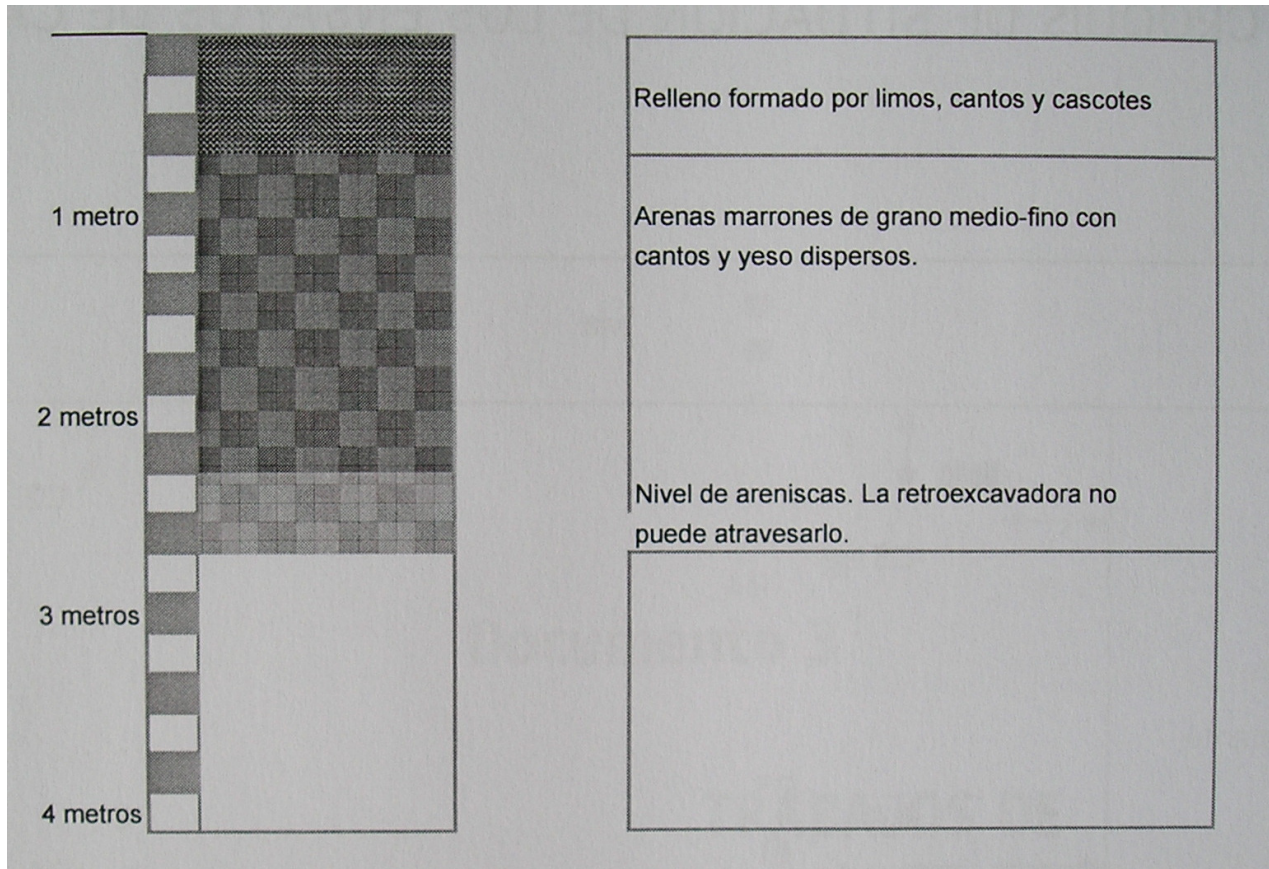
DOCUMENTO 3.

TRABAJOS DE CAMPO

CROQUIS DE SITUACIÓN DE LOS ENSAYOS DE CAMPO



CALICATA 1



Nivel freático: El nivel freático no apareció al realizar las calicatas.

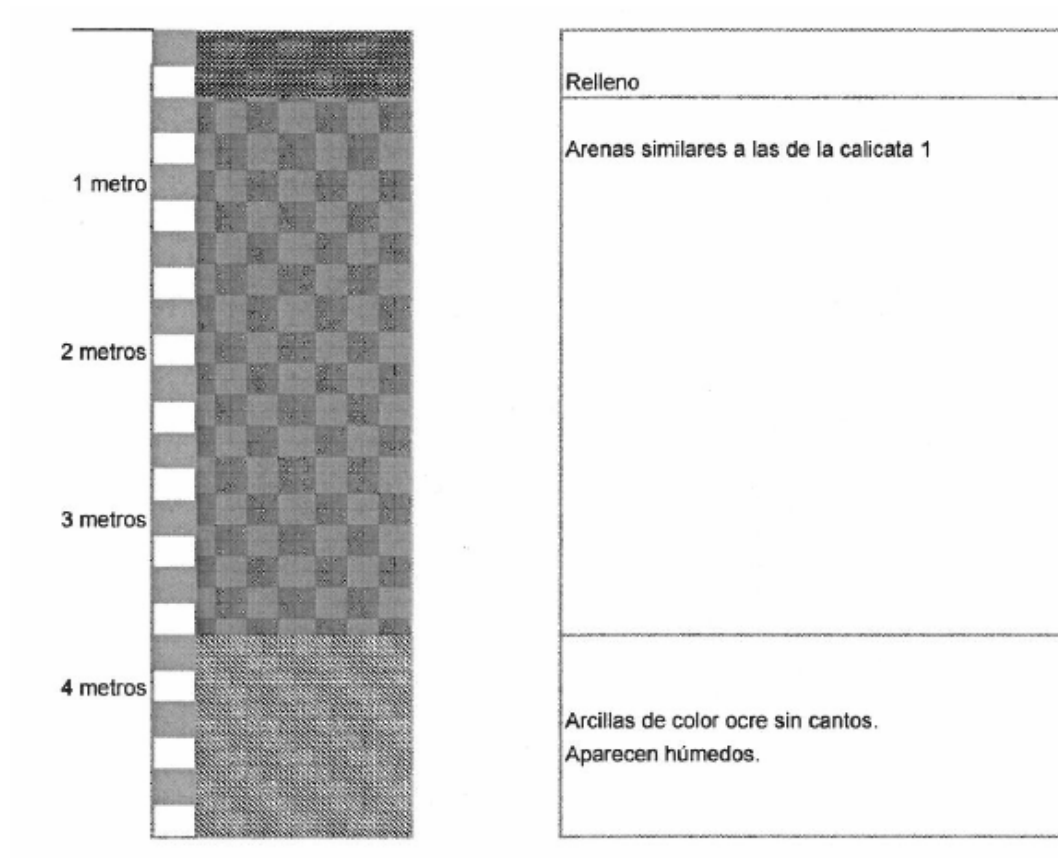
Estabilidad de las paredes durante la excavación: Son estables.

Excavabilidad: Son excavables con retroexcavadora convencional.

Compacidad: Las arenas son materiales de compactos a densos.

Toma de muestras: No se tomaron muestras.

CALICATA 2



Nivel freático: El nivel freático no apreció al realizar las calicatas.

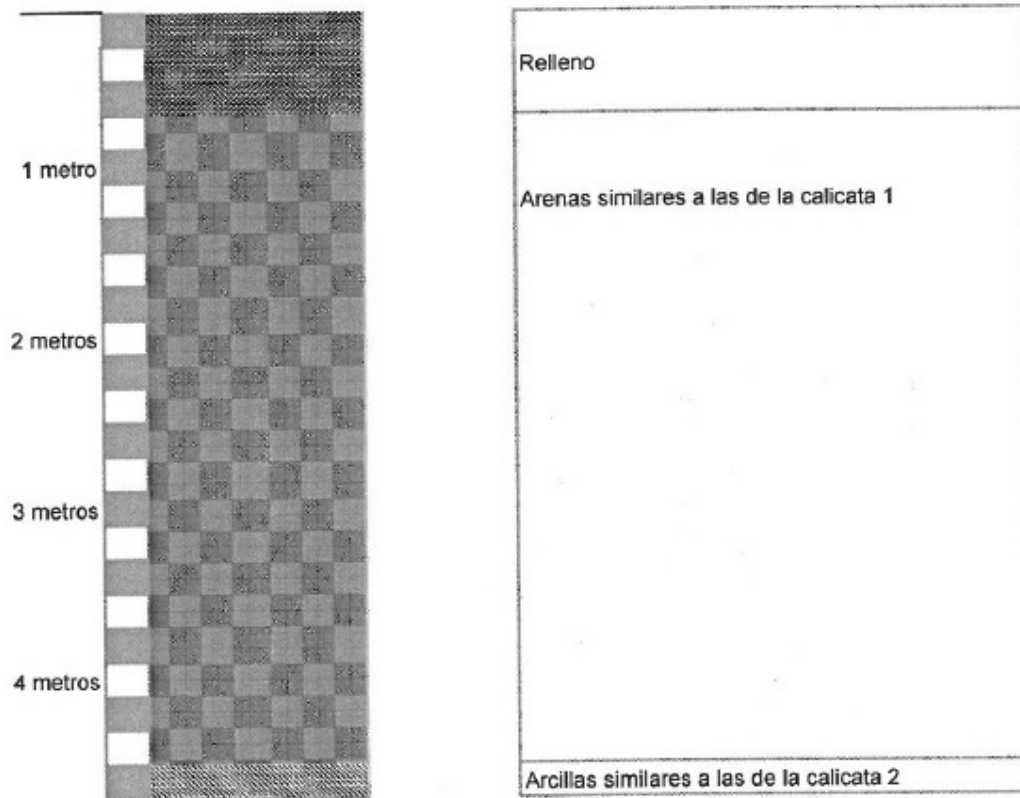
Estabilidad de las paredes durante la excavación: Son estables.

Excavabilidad: Son excavables con retroexcavadora convencional.

Compacidad: Las arenas son materiales de compactos a densos.

Toma de muestras: Se tomaron muestras alteradas a la profundidad de 0.2, 1.2 y 3.8 m.

CALICATA 3



Nivel freático: El nivel freático no apareció al realizar las calicatas.

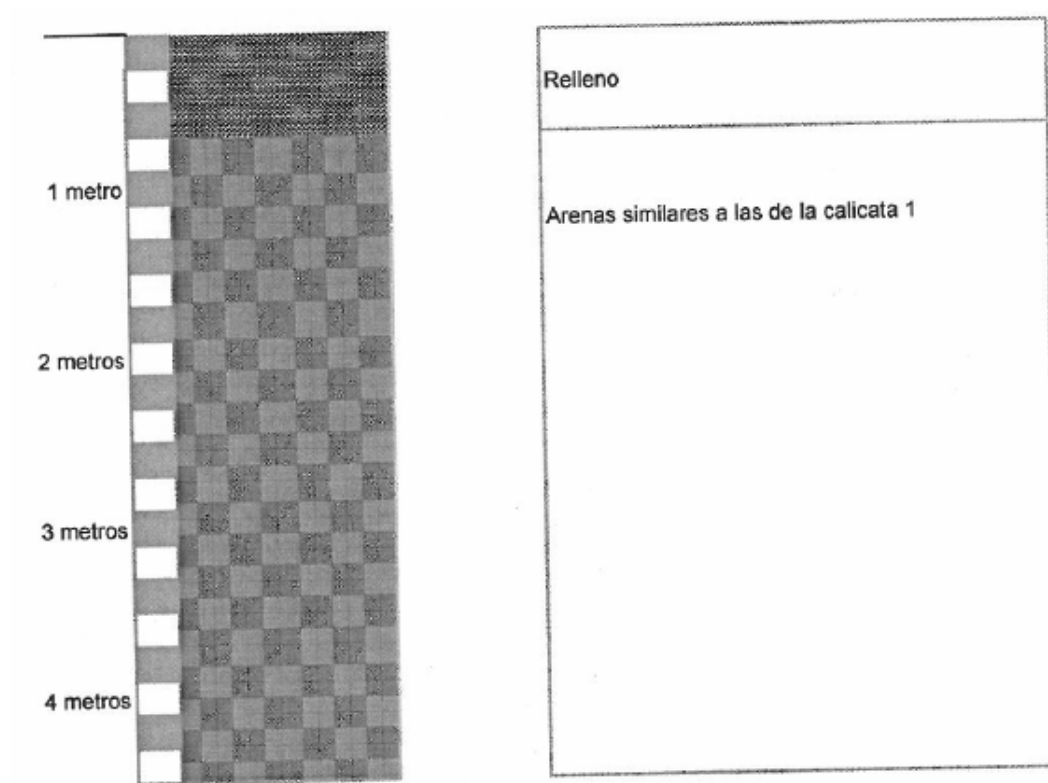
Estabilidad de las paredes durante la excavación: Son estables.

Excavabilidad: Son excavables con retroexcavadora convencional.

Compacidad: Las arenas son materiales de compactos a densos.

Toma de muestras: No se tomaron muestras.

CALICATA 4



Nivel freático: El nivel freático no apreció al realizar las calicatas.

Estabilidad de las paredes durante la excavación: Son estables.

Excavabilidad: Son excavables con retroexcavadora convencional.

Compacidad: Las arenas son materiales de compactos a densos.

Toma de muestras: No se tomaron muestras.

Prueba de penetración dinámica superpesada: D.P.S.H.

NORMA: UNE 103-801-94

OBJETO Y DATOS DE LA PRUEBA.

La prueba consiste en clavar en el terreno una puntaza maciza de hierro que se encuentra situada en el extremo de una varilla. La varilla tiene un diámetro inferior al de la puntaza, con objeto de evitar lo máximo posible el rozamiento de la misma en el terreno. La hincada en el terreno se consigue golpeando el conjunto en su parte superior con una maza en caída libre.

La resistencia del terreno a la penetración dinámica se expresa mediante el nº de golpes necesarios para clavar la varilla 20 cm en dicho terreno. Este nº de golpes se designará en lo sucesivo como n_{20} , y servirá para darnos información acerca de las características físicas y geotécnicas del terreno, con una serie de correlaciones e interpretaciones se puede determinar a partir de n_{20} : la carga admisible, la resistencia dinámica en punta...

REALIZACIÓN DE LA PRUEBA Y MAQUINARIA UTILIZADA

Introducida la primera varilla en la meseta de guía, se fija la puntaza a su extremo y se sitúa la meseta en su posición definitiva. Como la puntaza sobresale por su parte inferior, al poner la meseta horizontal, se clava parte en el terreno. Dado que esta magnitud que se introduce es, normalmente, del orden de 20 cm, no se consideran los golpes correspondientes a esta primera división.

Se continúa la prueba mediante los golpes necesarios para introducir cada una de las divisiones de 20 cm de la varilla. La velocidad de golpeo de la maza se debe estimar a razón de 30 golpes por minuto.

El resultado de los mismos se representa en gráficos donde en ordenadas, figura la profundidad que se ensaya en tramos de 20 cm, y en abscisas el golpeo obtenido para cada tramo.

La prueba se ha realizado mediante un penetrómetro automático dinámico portátil sobre orugas serie P (diesel) Modelo PDP 3.10D que cumple con las

normas siguientes del SIMSFE (Sociedad internacional de Mecánica del Suelo y Cimentaciones y el Comité Técnico de Pruebas de Penetración de Suelos):

- DPSH-DYNAMIC Probing Super Heavy
- S.P.T. Standard Penetration Test
- Mecanismo de golpeo automático

Las pruebas de penetración se han realizado siguiendo la norma DPSH, con las características siguientes:

• Masa de la Maza	63,5 Kg
• Altura de Caída	75,0 cm
• Relación longitud/diámetro de la maza	≥ 1 y ≥ 2
• Masa yunque	7,2 Kg
• Longitud de la varilla	1,0 m
• Diámetro exterior de la varilla	32,0 mm
• Masa máxima varilla más niple	6,31 Kg
• Desviación máxima en primeros 5 m	1%
• Desviación máxima a partir de 5 m	2%
• Sección de la puntaza	Cilindro-cónica
• Área de la puntaza	20,0 cm ²
• Ángulo de la puntaza	90º
• Cuento de golpes cada N	20,0 cm

CÁLCULO DE RESULTADOS

En base a los resultados de la prueba de penetración, se puede estimar la resistencia dinámica del terreno utilizando para ello la fórmula de hinca:

Fórmula dinámica de los holandeses:

$$R_p = \frac{P_m^2 * h}{(P_m + P_v) * S * d}$$

Siendo:

R_p = Resistencia dinámica unitaria en Kg/cm².

P_m = Peso de la maza (63,5 Kg).

h = Altura de caída libre (75 cm).

P_v = Peso que carga sobre la puntaza: yunque (7,2 Kg.) + varillas (6,31 Kg) + cabeza golpeo (0,8 kg)

S = Sección de la puntaza (20 cm²)

d = Penetración por golpe (20/N₂₀)

A partir del valor de la resistencia dinámica R_p es posible estimar la resistencia en punta estática q_c , mediante unas correlaciones y coeficientes de transformación, éstos dependen fundamentalmente de la naturaleza del terreno y de su estado en el momento de efectuar el ensayo.

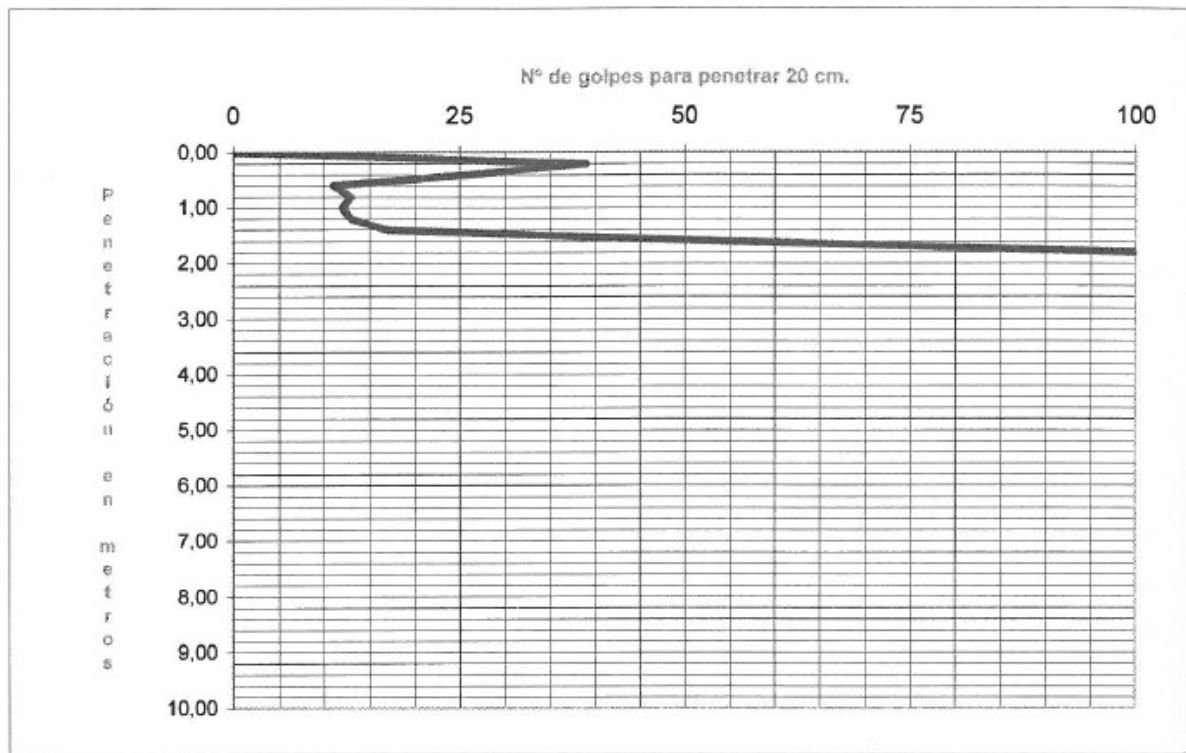
La carga admisible se puede estimar a partir de la resistencia dinámica en punta R_p según diversas correlaciones (véase Sanglerat, Meyerhof y otros). Así como la fórmula del Servicio Geológico de Obras Públicas, muy utilizada hasta los 8 primeros metros de profundidad:

$$Q_{adm} = \frac{P_m^2 * h}{40 * (P_m + P_v) * S * d}$$

PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPESADA

D.P.S.H. 1

NORMA UNE 103801/1994



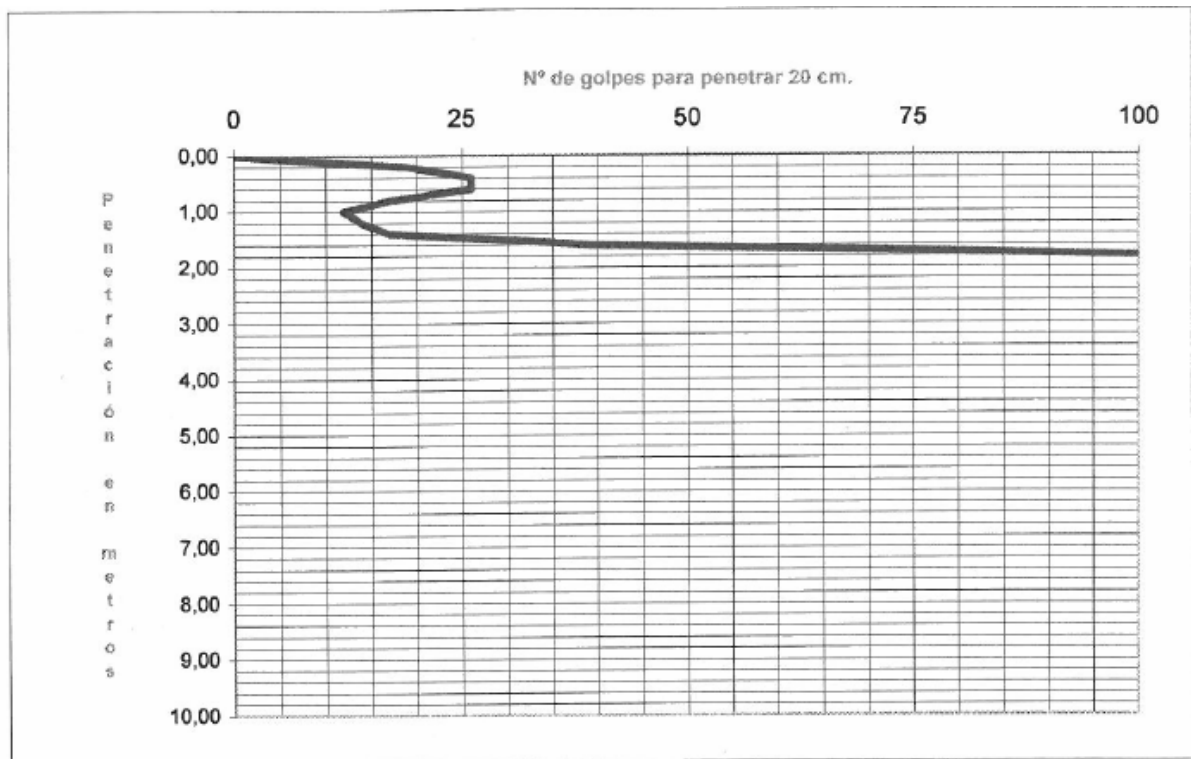
DATOS DEL ENSAYO

Profundidad (m)	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80
Número golpes	39	26	11	13	12	13	17	54	100

PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPESADA

D.P.S.H. 2

NORMA UNE 103801/1994



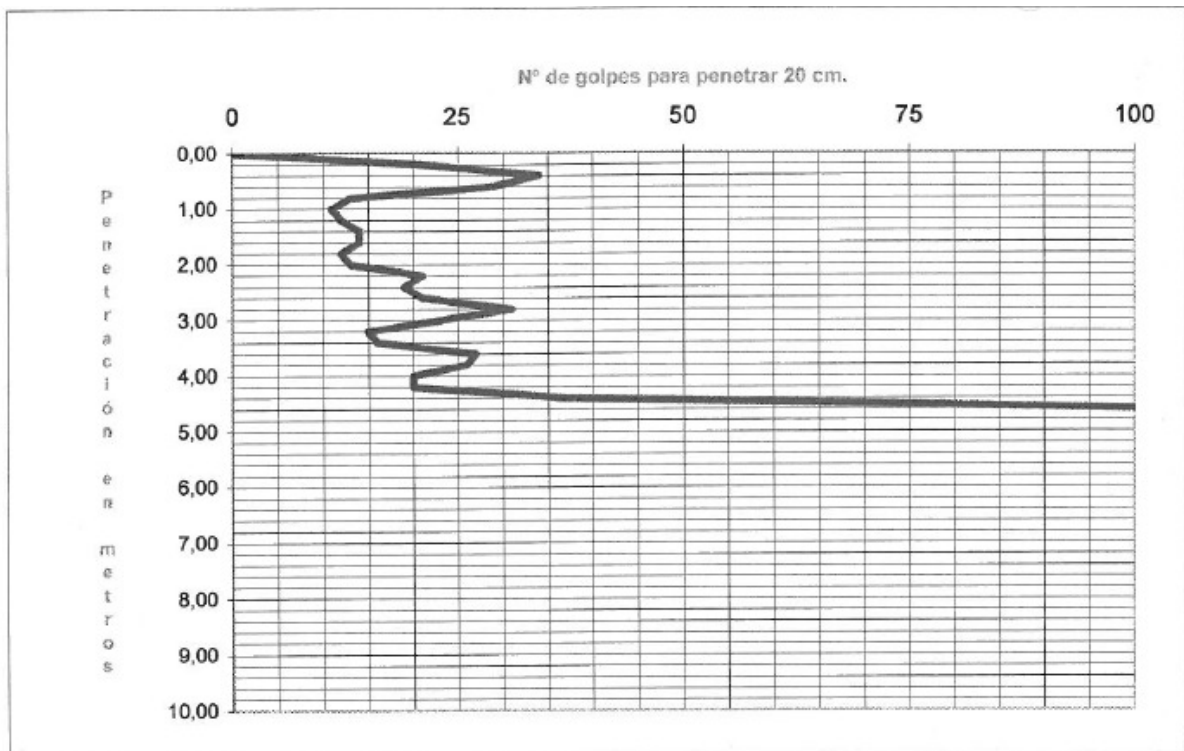
DATOS DEL ENSAYO

Profundidad (m)	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80
Número golpes	19	26	26	17	12	14	17	39	100

PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPESADA

D.P.S.H. 3

NORMA UNE 103801/1994



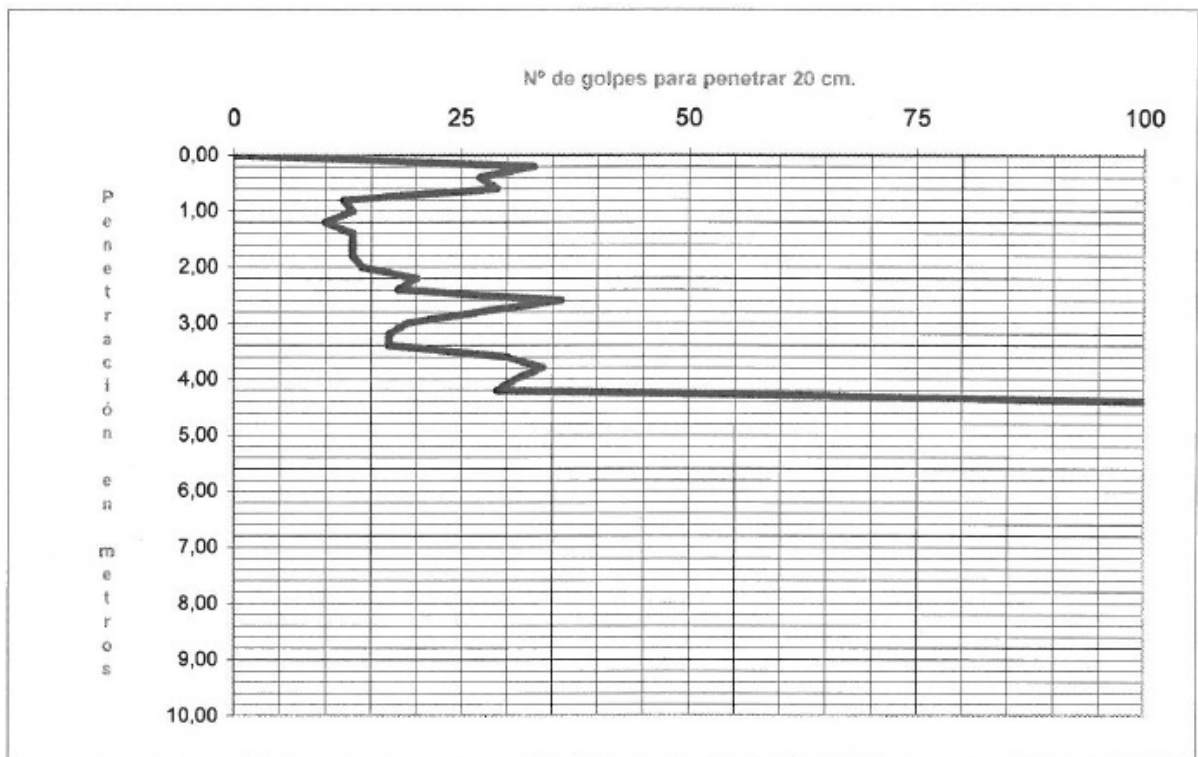
DATOS DEL ENSAYO

Profundidad (m)	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20
Número golpes	21	34	29	13	11	12	14	14	12	13	21
Profundidad (m)	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40
Número golpes	19	21	31	23	15	16	27	26	20	20	37
Profundidad (m)	4,60										
Número golpes	100										

PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPESADA

D.P.S.H. 4

NORMA UNE 103801/1994

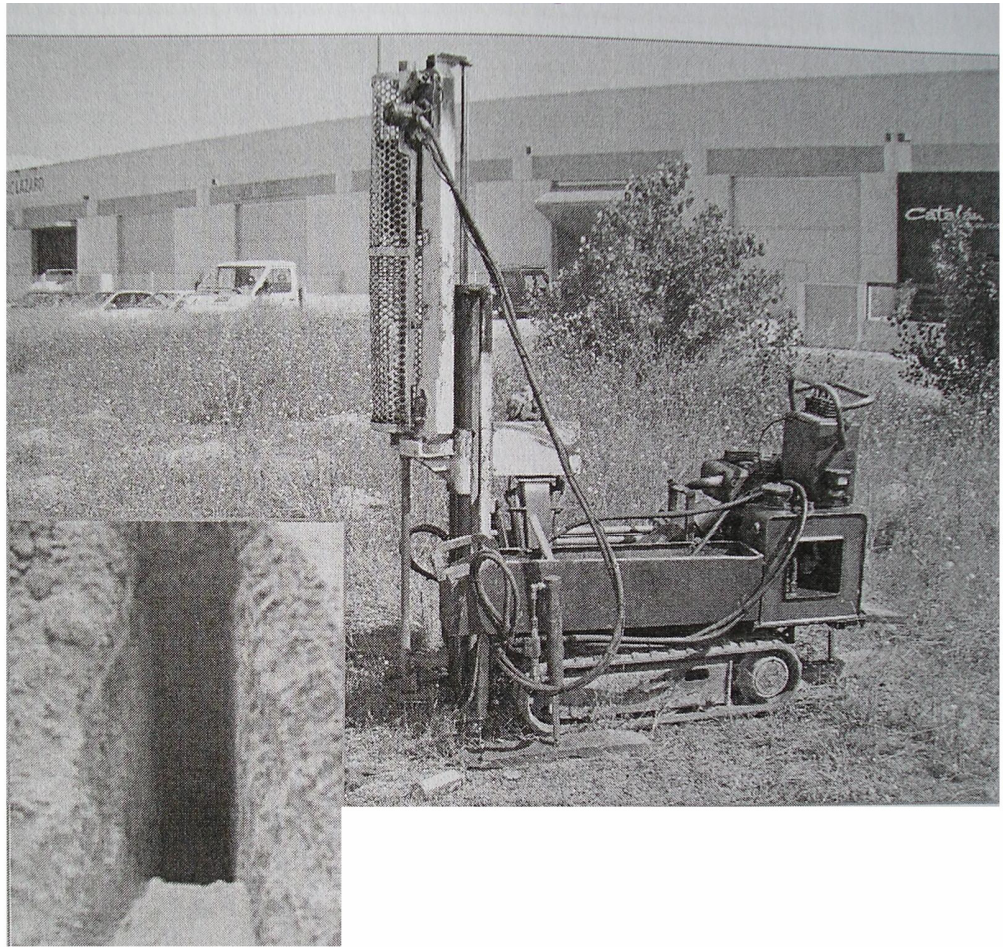


DATOS DEL ENSAYO

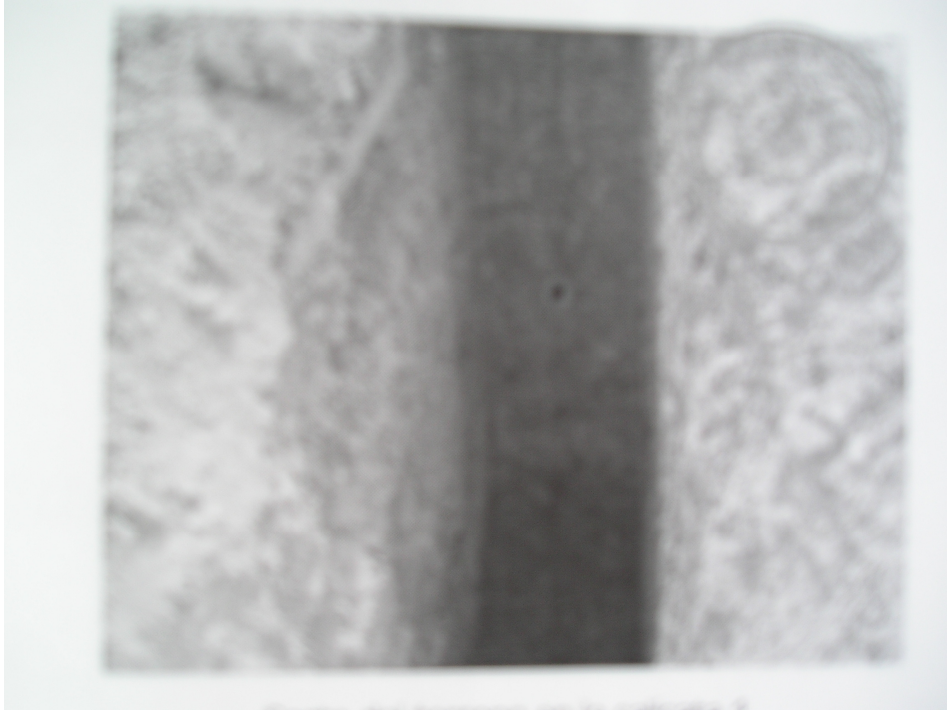
Profundidad (m)	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20
Número golpes	33	27	29	12	13	10	13	13	13	14	20
Profundidad (m)	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40
Número golpes	18	36	27	19	17	17	30	34	31	29	100

DOCUMENTO 4.

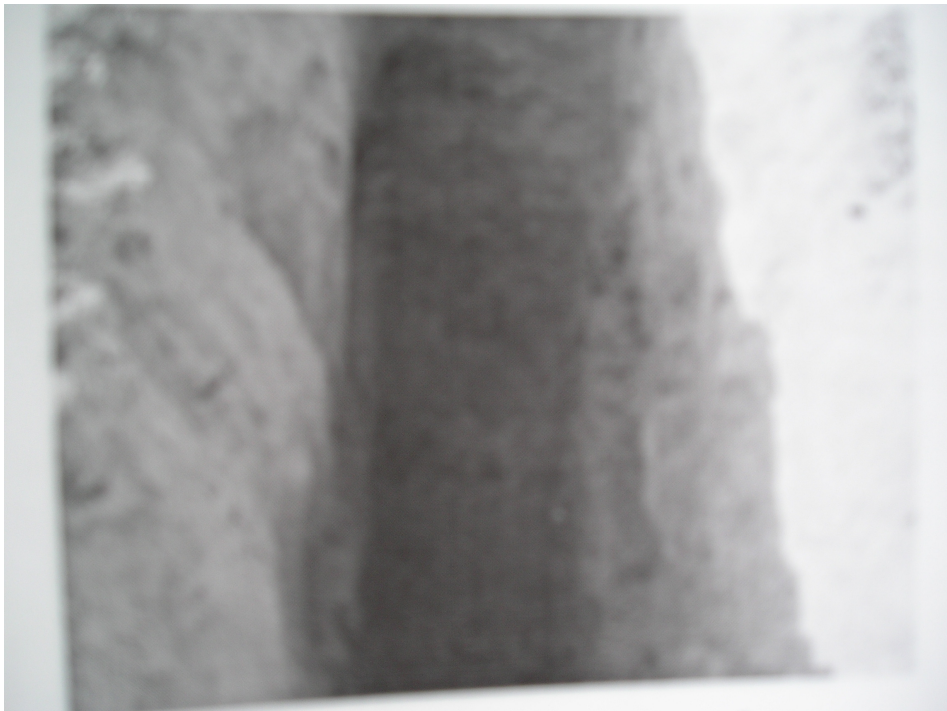
REPORTAJE FOTOGRÁFICO



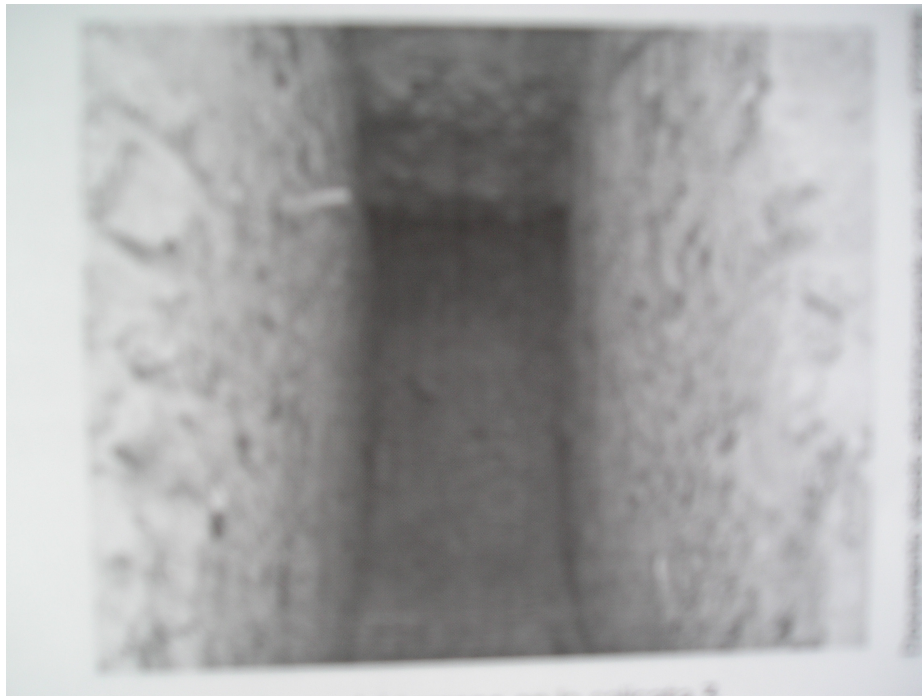
Prueba de penetración tipo DPH.



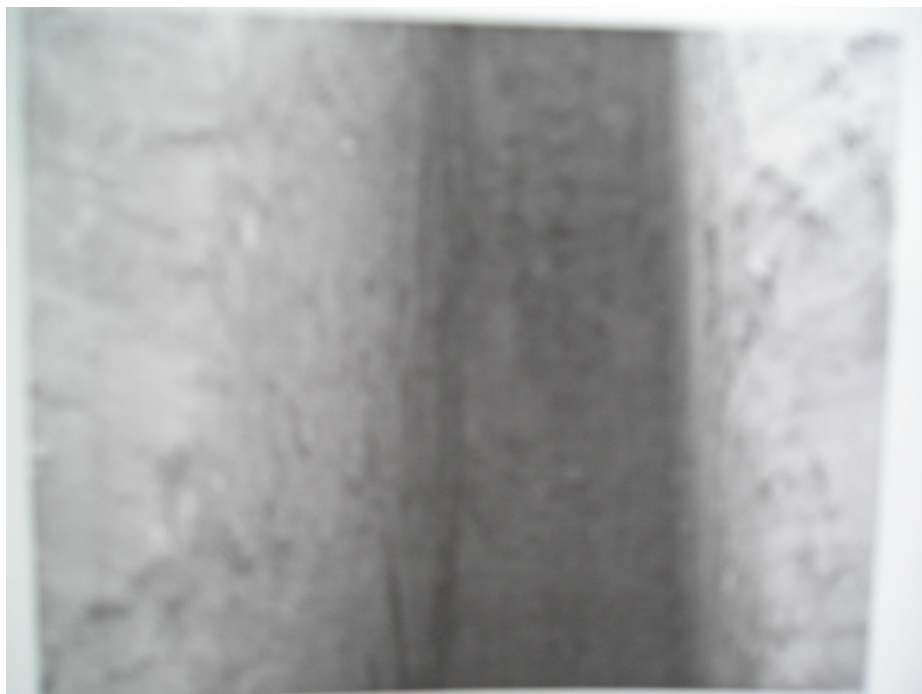
Corte del terreno en la calicata 1



Corte del terreno en la calicata 2



Corte del terreno en la calicata 3



Corte del terreno en la calicata 4



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

Titulación :

INGENIERO TÉCNICO INDUSTRIAL MECÁNICO
INTENSIFICACIÓN EN DISEÑO INDUSTRIAL

Título del proyecto:

CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A
LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO

ANEXO II: COMPONENTE ESTÉTICO EXTERIOR

Javier Peralta Mateo

José Ignacio Latorre Biel

Tudela, 15 de Julio de 2010

INDICE:

BASES DE PROYECTO

1.1 Tolerancias del sistema.....	3
1.2 Tolerancias de Estructura.....	3
1.3 Sensibilidad a los desplazamientos de la estructura.....	3
1.4 Sensibilidad a los desplazamientos térmicos.....	4
1.5 Bases de cálculo.....	5
1.6 Comprobación de los elementos.....	6-8
1.6.1 Vidrios.....	6
1.6.2 Perfilería.....	8
1.7 Ejemplo de cálculo.....	10

Bases de proyecto

1.1. TOLERANCIAS DEL SISTEMA

Una de las exigencias de los muros cortina se refiere a las tolerancias en el montaje. En este caso, a diferencia de las fachadas tradicionales, se requiere un sistema de montaje que permita el ajuste preciso de la posición en cada una de las direcciones del espacio. Para ello se utilizan tornillos de calibración que una vez anclados mediante cualquier procedimiento pueden ser parte del sistema definitivo de transmisión de cargas.

1.2. TOLERANCIAS DE ESTRUCTURA

La magnitud de las desviaciones es diferente que en el caso anterior (hablamos de mm en referencia a las fachadas ligeras y de cm en caso de la estructura del edificio), lo que implica sistemas de ajuste distintos.

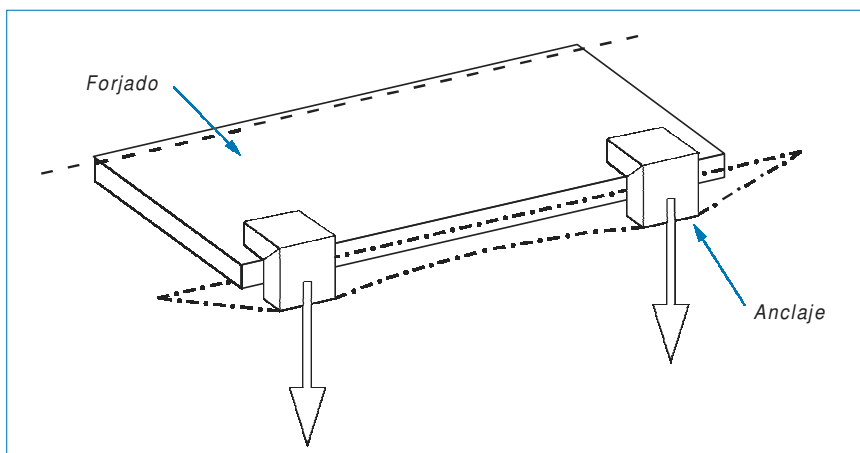
Para corregir los errores de desviación de la estructura se suelen utilizar forros, agujeros rasgados y elementos que permitan el ajuste amplio, aunque no de gran precisión. Estos elementos se sitúan entre la estructura y el anclaje, de forma que se coloque dentro de las tolerancias de la fachada, procediéndose al ajuste final mediante la tornillería solidaria a los paneles.

La necesidad de considerar tolerancias de importancia obliga a dejar entre la fachada y la estructura separaciones que condicionan el sistema de anclaje en virtud de la excentricidad introducida entre las cargas gravitatorias y la estructura. Tal separación condiciona igualmente el comportamiento ante el fuego, siendo necesario disponer algún tipo de relleno que separe los niveles pero que no introduzca coacciones a la fachada.

1.3. SENSIBILIDAD A LOS DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA

Las dimensiones de los elementos de cerramiento son muy inferiores a las luces de la estructura y vienen condicionadas por fabricación (hasta 6 m). Esto implica que los apoyos habrán de realizarse en los puntos intermedios de los forjados. Como consecuencia el cerramiento queda afectado por las flechas inducidas del forjado que se suma a la flecha provocada por las sobrecargas.

La fachada se sujeta al forjado del edificio, provocándole flexión y a su vez, a su propia estructura.



La flecha máxima sobre los elementos de la fachada ligera se obtiene de la siguiente forma:

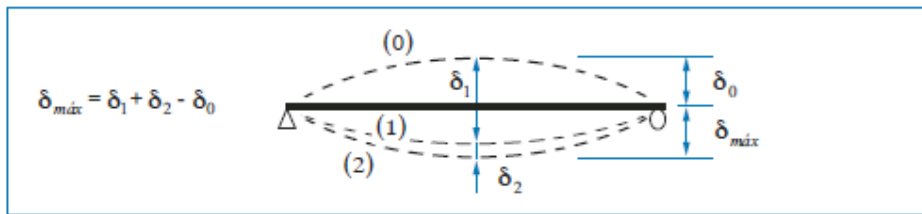


Figura 55

donde:

δ_{max} es la flecha en el estado final relativa a la línea recta que une los apoyos;

δ_0 es la contraflecha inicial (combadura) de la viga en estado de descarga (estado 0);

δ_1 es la variación de la flecha de la viga debida a las cargas permanentes inmediatamente después de la carga (estado 1);

δ_2 es la variación de la flecha de la viga debida a las cargas variables más cualquier deformación dependiente del tiempo debida a las cargas permanentes (estado 2).

1.4. SENSIBILIDAD A LOS DESPLAZAMIENTOS TÉRMICOS

Las diferencias de temperatura a las que están sometidos a los cerramientos plantean importantes condiciones tanto en la organización del propio cerramiento como al sistema de anclaje.

Las variaciones dimensionales del aluminio son debidas a las dilataciones y contracciones originadas por los cambios de temperatura. Estas variaciones son función del coeficiente de dilatación térmica del material, α , y de las diferencias de temperatura, y originan en los perfiles un esfuerzo σ (kg/cm²).

Si tenemos un material a una temperatura t_0 y se calienta hasta una temperatura t_1 , el alargamiento experimentado se obtiene de la expresión:

$$\Delta L = L_1 - L_0 = \alpha (t_1 - t_0)$$

siendo:

L_1 la longitud del elemento a la temperatura t_0

L_0 la longitud del elemento a la temperatura t_1

α el coeficiente de dilatación térmica

t_1 el salto térmico

Aproximadamente, la variación de longitud que experimenta un perfil de aluminio sometido a un salto térmico de 40°C (40° en verano y 0° en invierno) es de 1mm por metro de longitud.

Según la ley de Hooke, el esfuerzo producido por el alargamiento es:

$$\sigma = \epsilon \cdot E = E \alpha \Delta t$$

σ Tensión en kp/cm²

ϵ Alargamiento unitario $\sigma \Delta t$

E Módulo de elasticidad en kp/cm²

Cuando se calienta el aluminio y no puede expandirse libremente produce sobre los elementos que le impiden expansionarse un esfuerzo que viene dado por la fórmula anterior, que se traduce en una deformación del elemento más débil. Es decir, si el montante es más débil que el travesaño, se producirá una falta de verticalidad. Si por el contrario es el travesaño el más débil, se originan pandeos con flechas muy importantes.

En el primer caso, la magnitud de las deformaciones impide concentrar su efecto en juntas aisladas y, por tanto, cada panel ha de montarse con la holgura suficiente como para no topar con los aledaños en caso de dilatación extrema. Respecto al anclaje, la estructura tiene que ser isostática para acomodar los desplazamientos relativos entre el sistema y la estructura. Existen diferentes tipologías que permiten situar la estructura en el espacio y permitir el deslizamiento debido a la dilatación del material.

La norma UNE 85222:1985 postula el principio de independencia como sigue:

“Los productos vítreos, recocidos o templados, deben estar colocados de forma tal que en ningún momento puedan sufrir esfuerzos debidos a:

- Contracciones o dilataciones del propio vidrio.
- Contracciones, dilataciones o deformaciones de los bastidores que lo enmarcan.
- Deformaciones aceptables y previsibles del asentamiento de la obra, como pueden ser las flechas de los elementos resistentes.
- Las lunas, jamás han de tener contactos entre si, evitándose igualmente el contacto vidrio-metal, salvo en aquellos casos de perfiles y metales blandos, como pueden ser el plomo y el aluminio recocido.
- En general, los contactos vidrio – vidrio, vidrio – metal y vidrio – hormigón están prohibidos”.

1.5. BASES DE CÁLCULO

Según la Norma Europea EN 13830: 2002, “Fachadas Ligeras – Norma de Producto”, los requisitos a tener en cuenta para el proyecto de una fachada ligera son:

1. Resistencia a la carga de viento: el sistema debe ser capaz de resistir las cargas de viento y transmitir las a la estructura del edificio mediante los puntos de anclaje.

2. Peso muerto: el sistema debe soportar su propio peso y el peso de cualquier otro elemento adicional, transfiriéndolos a la estructura del edificio mediante los puntos de anclaje. Los pesos propios deben ser calculados mediante la Norma Europea ENV 1991-1-1. 2001.

3. Resistencia al impacto: si el ingeniero lo requiere, se deben realizar ensayos de resistencia según la Norma Europea EN 12600.

4. Permeabilidad al aire: se debe realizar un ensayo según la Norma Europea 12153.

5. Permeabilidad al agua: se debe realizar un ensayo según la Norma Europea 12155.

6. Atenuación al ruido aéreo: cuando el ingeniero o constructor lo desee, se realiza el ensayo mediante la norma EN ISO 140-3.

7. Transmitancia térmica: el método de cálculo y ensayo viene definido en la norma prEN 13947:2000.

8. Resistencia al fuego: si se solicita, la fachada se clasifica según la norma prEN13501-2:1999.

9. Reacción al fuego: en caso de ser solicitado, la fachada se clasificará según la norma EN 13501-1:2000.

10. Propagación al fuego: cuando el proyecto lo exija, se incorporarán en la fachada interruptores de fuego y humo para prevenir su propagación y facilitar la evacuación de humos.

11. Durabilidad: depende de los componentes y acabados del sistema. No se somete a ningún ensayo para evaluar su durabilidad, pero el fabricante tiene que dar algunas recomendaciones para su mantenimiento.

12. Permeabilidad al vapor de agua: se deben incorporar elementos para la evacuación del vapor de agua y evitar condensaciones.

13. Equipotencialidad: las fachadas con una altura superior a 25 m tienen que mantener sus partes metálicas ligadas mecánicamente entre sí y al edificio, asegurando equipotencialidad con el circuito de toma de tierra del edificio. Sólo se ejercita cuando el proyecto lo exija.

14. Resistencia al choque sísmico: sólo cuando el proyecto lo solicite será determinado según la localización y las especificaciones técnicas de la zona.

15. Resistencia al choque térmico: según las prestaciones que se requieran se colocará un vidrio determinado (endurecido o templado).

16. Movimiento del edificio y térmico: la fachada ligera debe absorber los movimientos de la estructura del edificio, previamente especificados por el proyecto ta.

17. Resistencia a las cargas vivas horizontales: la fachada debe resistir dichas cargas según lo especificado en la norma ENV 19 91-1-:2001.

1.6. COMPROBACIÓN DE LOS ELEMENTOS

1.6.1. VIDRIOS

El cálculo del espesor de un vidrio se efectúa mediante la formulación según Timoshenko, que se reduce al cálculo estructural de una placa sometida a una carga uniforme.

En realidad se trata de una placa rígida sobre apoyos elásticos de rigidez mucho menor que la placa, ya que los esfuerzos se transmiten a través de la junta situada entre el vidrio y el marco.

En el caso particular de los muros cortina, el vidrio va apoyado por unos calzos únicamente en 4 puntos (2 en cada travesaño), situados a una distancia $L/10$ de los apoyos, siendo L la longitud del travesaño.

Cálculo del espesor

Se toman las siguientes hipótesis:

- La carga es uniforme en toda la superficie del vidrio.
- La tensión máxima admisible (σ_{adm}) debe ser elegida según el tipo de vidrio que se desee.
- Para el cálculo del peso propio del vidrio, el espesor a tener en cuenta es la suma del espesor nominal y de la tolerancia en espesor del producto.
- El resultado del cálculo es el espesor mínimo que debe tener el vidrio.

	Caso 1: placa apoyada en 4 lados sometida a una carga uniforme.	Caso 2: placa apoyada en 2 lados sometida a una carga uniforme.	Caso 3: placa encastrada en 1 lado sometida a una carga uniforme.
Espesor	$e = \sqrt{6 \beta P \frac{a^2}{\sigma}}$	$e = \sqrt{7.5 P \frac{a^2}{\sigma}}$	$e = \sqrt{30 P \frac{a^2}{\sigma}}$
Flecha	$f = \frac{\alpha}{72} P \frac{a^4}{e^3}$	$f = \frac{149}{72} P \frac{a^4}{e^3}$	$f = \frac{1500}{72} P \frac{a^4}{e^3}$

b/a	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2	3	4	5	∞
6β	2.8	3.3	3.7	4.1	4.5	4.8	5.1	5.4	5.6	5.9	6.1	7.1	7.4	7.5	7.5
α	46	55	64	73	80	88	95	101	106	111	116	140	146	148	149

Siendo: e Espesor del vidrio
 P Carga uniformemente repartida (Pa)
 a Distancia más corta entre apoyos
 b Distancia más larga entre apoyos
 σ Tensión máxima admisible en el vidrio (daN/cm²)
 f Flecha en mm en el centro de la placa
 $\alpha\beta$ Coeficientes de forma

Según estas formulas se halla el espesor de vidrio calculado, que debe ser multiplicado por un factor corrector de equivalencia para determinar el espesor mínimo del vidrio real.

Para los vidrios habituales se utilizan los siguientes factores:

Clase de vidrio		ε
Vidrio armado		1.2
Vidrio templado	$P \leq 900 \text{ Pa}$	0.8
	$P > 900 \text{ Pa}$	0.7
Vidrios laminados	Dos hojas del mismo e	1.3
	Tres hojas del mismo e	1.6
Doble acristalamientos		1.5

En la norma pr EN 13022 (proyecto de norma, no en vigor aún) se define el espesor (t) equivalente de los vidrios laminados y aislantes de la siguiente manera:


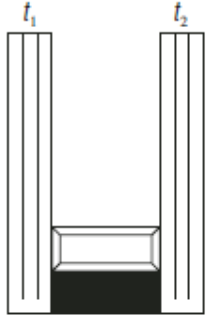
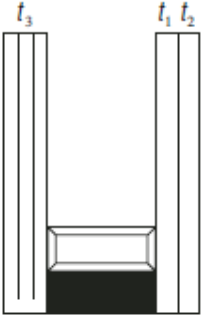
Vidrio laminado	Vidrio aislante de dos hojas de vidrio monolítico	Vidrio aislante con vidrio laminado
 $t = \sqrt[3]{(t_1^3 + t_2^3 + \dots + t_n^3)}$	 <p>para $t_1 - t_2 \leq \pm 2 \text{ mm}$ $d \leq 14 \text{ mm}$</p> $t = \frac{(t_1 + t_2)}{1.4}$	 <p>para $t_1 - t_3 \leq \pm 2 \text{ mm}$ $d \leq 14 \text{ mm}$</p> $t = \frac{(t_1 + t_3)}{1.4}$ <p>con $tl = \sqrt[3]{(t_1^3 + t_2^3)}$</p>

Figura 56

Los valores obtenidos a partir de las ecuaciones anteriores son más conservadores que los indicados en el manual del vidrio.

1.6.2. PERFILERÍA

Se distingue entre el cálculo de los montantes y los travesaños. El proyectista debe atender a dos comprobaciones:

■ Comprobación de la resistencia de la sección del perfil

Se debe comprobar que la tensión de cálculo de la sección solicitada no sobrepase la tensión admisible del material.

■ Flecha máxima admisible

Se debe comprobar que la flecha inducida no sobrepase los valores establecidos por las normas.

Diseño

Se pueden dar dos situaciones:

Caso 1: El proyectista quiere calcular la inercia necesaria para los perfiles de la obra.

Caso 2: Se parte de un perfil determinado.

En ambos casos se deben realizar las dos comprobaciones anteriormente mencionadas.

Montantes

El diseño de los montantes viene determinado por el arquitecto o constructor pero normalmente van de forjado a forjado y se sujetan mediante los anclajes. Por lo general, se suele dejar libre el extremo inferior (para absorber las dilataciones) consiguiendo así que las cargas verticales provoquen tracciones y no compresiones.

El montante está sometido a la acción del viento, a lo largo de su longitud, y al axil provocado por su peso propio y las cargas, tal y como se indica en el esquema siguiente:

Según la NTE la flecha admisible para los elementos estructurales es:

1/300 para acristalamiento simple.

1/500 para acristalamiento doble o elemento opaco.

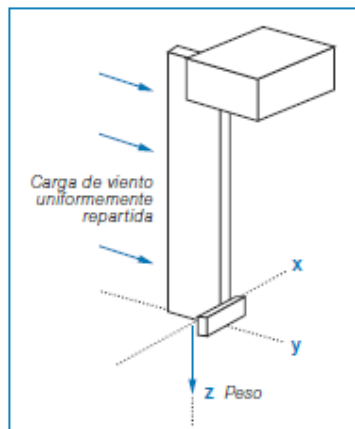


Figura 57

	Caso 1	Caso 2
A Comprobación de la resistencia de la sección	Se condiciona al cálculo de la flecha y se comprueba la sección (caso 2 A)	$\sigma_{calc} = \frac{N'}{A} + \frac{M'}{W} \leq \frac{\sigma_{adm}}{\gamma_M}$
B Aptitud al servicio (flecha)	$I_{min} \geq \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E f_{m\acute{x}}}$	$f_{m\acute{x}} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI_{min}}$

Siendo:

N^*	Esfuerzo normal de la sección mayorado
A	Área de la sección
M^*	Momento flector mayorado debido a la acción del viento
W	Módulo resistente de la sección
σ_{admAl}	Tensión admisible del aluminio, depende del tipo de aleación.
γ_M	= 1.1, coeficiente de minoración del material
q	la carga de viento uniformemente repartida, calculada según la Norma Básica NBE AE-88 "Acciones en la edificación", desarrollada en la NTE ECV-88 "Estructuras. Cargas de Viento"
L	La longitud del montante
E	Módulo de elasticidad
I	Momento de inercia de la sección en el eje considerado

En el caso 1, una vez conocida la inercia y tipo de sección, ésta debe ser comprobada. En el caso 2, la sección elegida debe verificar los dos criterios.

Travesaños

El travesaño está sometido a una flexión biaxial, debido en primer lugar, a las cargas verticales a su peso propio y el peso de las lunas o paneles que debe soportar; y sometido, a la vez, a las cargas de viento que provocarán una flexión en el plano horizontal.

Según la NTE la flecha admisible para los elementos estructurales es:

1/300 para acristalamiento simple.

1/500 para acristalamiento doble o elemento opaco.

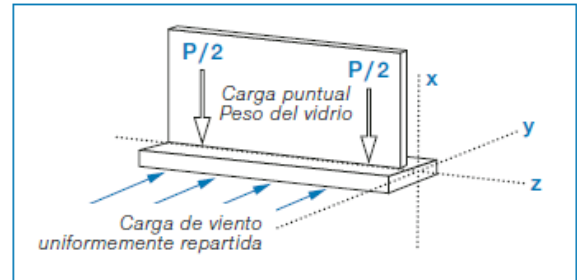


Figura 58

	Caso 1	Caso 2
A Comprobación de la resistencia de la sección	Se condiciona al cálculo de la flecha y se comprueba la sección (caso 2 A)	$\sigma_{\text{calc}} = \frac{M_x^*}{W_x} + \frac{M_y^*}{W_y} \leq \frac{\sigma_{\text{admAl}}}{\gamma_M}$
B Aptitud al servicio (flecha)	Acción del viento $I_x = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{Ef_{\text{max}}}$ Peso vidrio $I_y = \frac{qb}{24Ef_{\text{max}}} (3L^2 - 4b^2)$	Acción del viento $f_{\text{max}} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI_x}$ Peso vidrio $f_{\text{max}} = \frac{qb}{24EI_y} (3L^2 - 4b^2)$

Siendo:

M_x Momento flector mayorado debido a la carga de viento

M_y Momento flector mayorado debido al peso del vidrio

W_x Módulo resistente de la sección según el eje x

W_y Módulo resistente de la sección según el eje y

σ_{admAl} Tensión admisible del aluminio

$\gamma_M = 1.1$, coeficiente de minoración del material

q la carga de viento uniformemente repartida, calculada según la Norma Básica NBE AE-88 "Acciones en la edificación", desarrollada en la NTE ECV-88 "Estructuras. Cargas de Viento"

L La longitud del travesaño

E Módulo de elasticidad

I Momento de inercia de la sección en el eje considerado

Después de realizar las dos comprobaciones (A y B) en el caso 1 se elige la sección de mayor inercia. En el caso 2, la sección elegida debe verificar los dos criterios.

1.7. EJEMPLO DE CÁLCULO

Recordatorio:

Los principales esfuerzos que actúan sobre una fachada ligera son los debidos a la acción del viento y en menor medida los originados por su peso propio.

La carga teórica del viento que actúa sobre una fachada, atendiendo a presiones y succiones, se deduce y calcula mediante la NBE AE - 88 “Acciones en la Edificación”.

Para calcular la resistencia mecánica de los elementos de una fachada ligera debe atenderse a dos conceptos:

- **Comprobación de los E.L.U (Estados Límites Ultimos):** el coeficiente de trabajo no puede sobrepasar los valores mínimos admitidos (momento resistente) .
- **Comprobación de los E.L.S (Estados Límites de Servicio):** la flecha no puede sobrepasar los límites marcados.

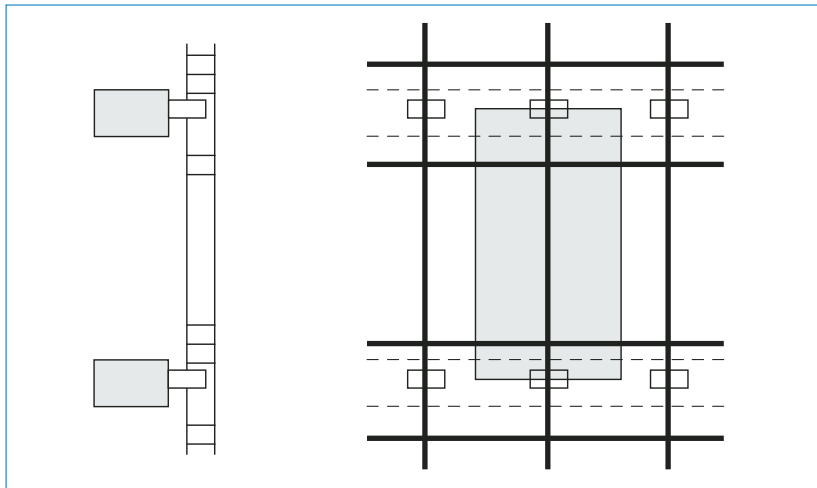
Como norma general se acepta que los montantes de la fachada ligera aguantan por sí solos la carga de viento y que los travesaños únicamente deben aguantar el peso propio de los elementos que gravitan sobre ellos.

En consecuencia debe tenerse presente que si un mismo perfil se utiliza como montante y como travesaño, en un caso se considerará su momento de inercia respecto a los ejes X - X y en el otro respecto a los ejes Y - Y

En el ámbito de cargas se efectúan las hipótesis siguientes:

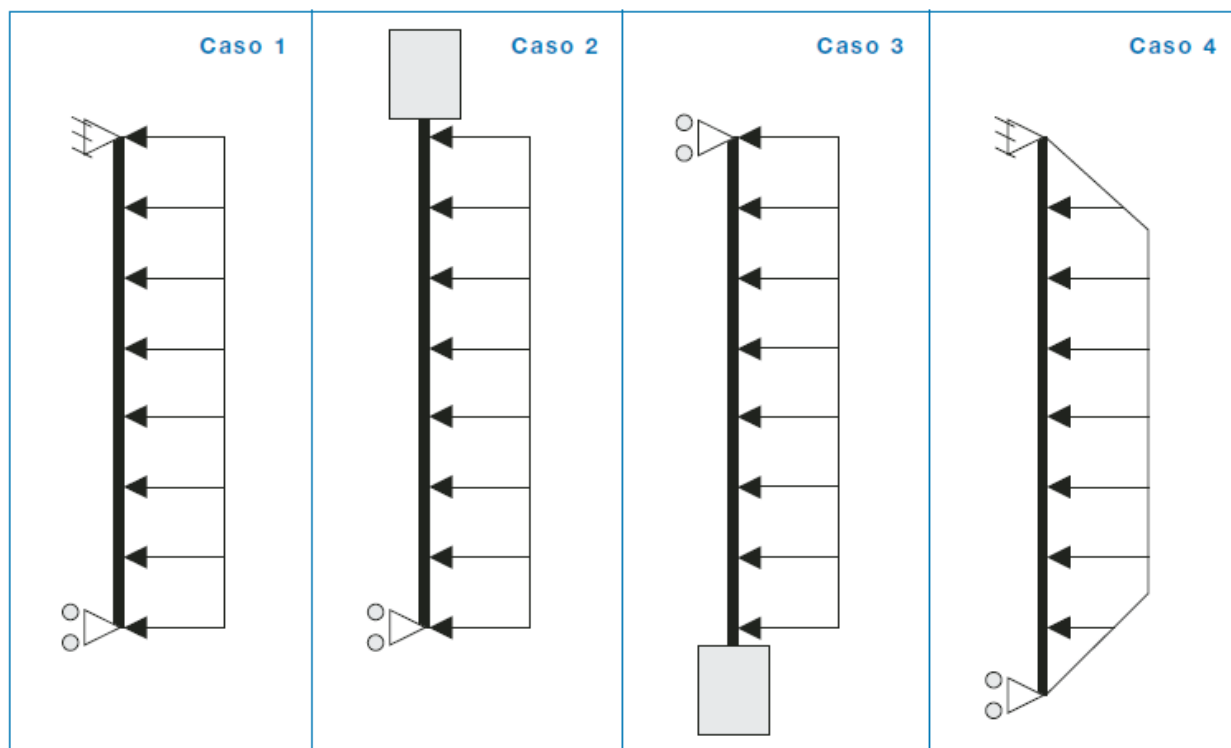
Montantes

En el caso de las fachadas ligeras tipo MURO CORTINA , esto es, pasando por delante de los forjados y sujetos en dos puntos por los anclajes, los montantes deben aguantar, según lo expuesto anteriormente, una carga de viento aplicada a una superficie rectangular tal como se muestra en la figura.



Dado que los montantes pueden asimilarse, en lo que a cálculos estáticos se refiere, a unas vigas con sus extremos simplemente apoyados o con un extremo empotrado y el otro apoyado, y sometidas a una distribución de carga. Dichas cargas serán rectangulares si se trata de un muro cortina y trapezoidales en el caso de fachada panel, puesto que los travesaños en este caso contribuyen al reparto de carga al estar sujetos a los forjados. En cualquier caso siempre se ha de permitir la libre dilatación del montante.

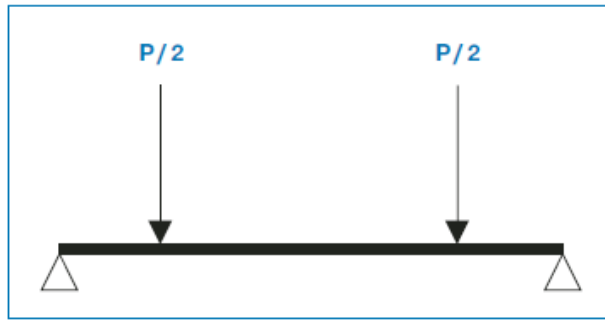
Los casos posibles a calcular en los montantes según lo expuesto en la introducción precedente son los siguientes:



Ante la dificultad de llevar a cabo un empotramient o próximo al “empotramiento teórico”, ya que para cada caso se ha se llevar a un laboratorio de ensayo; sistemáticamente, se opta por realizar el cálculo según el caso primero con el montante bi-apoyado.

Travesaños

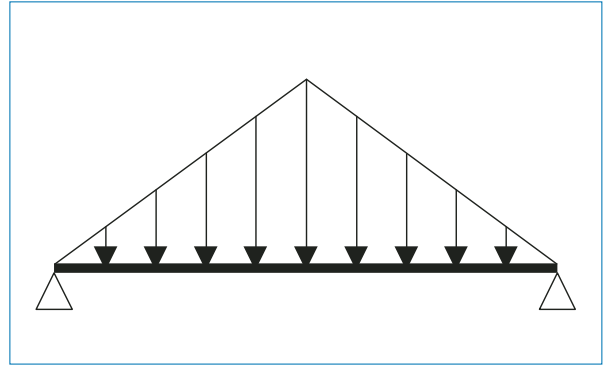
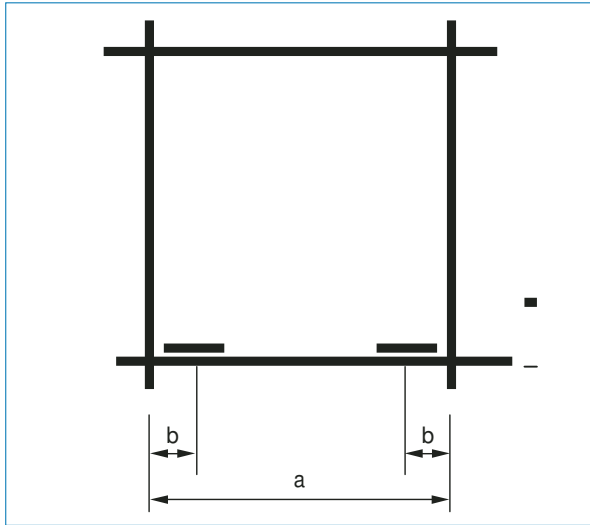
Para los travesaños horizontales, tal y como hemos dicho con anterioridad, se considerará que sólo aguantan la carga vertical de los elementos que gravitan sobre ellos. En consecuencia se puede considerar el travesaño como una viga simplemente apoyada por sus extremos y sometida a la acción de dos cargas puntuales equidistantes de los extremos, cuya situación es coincidente con los calzos de apoyo, de los vidrios o paneles, o con las fijaciones de los elementos practicables.



La situación de los calzos o fijaciones es el correspondiente a la distancia \underline{b} de los extremos de los travesaños.

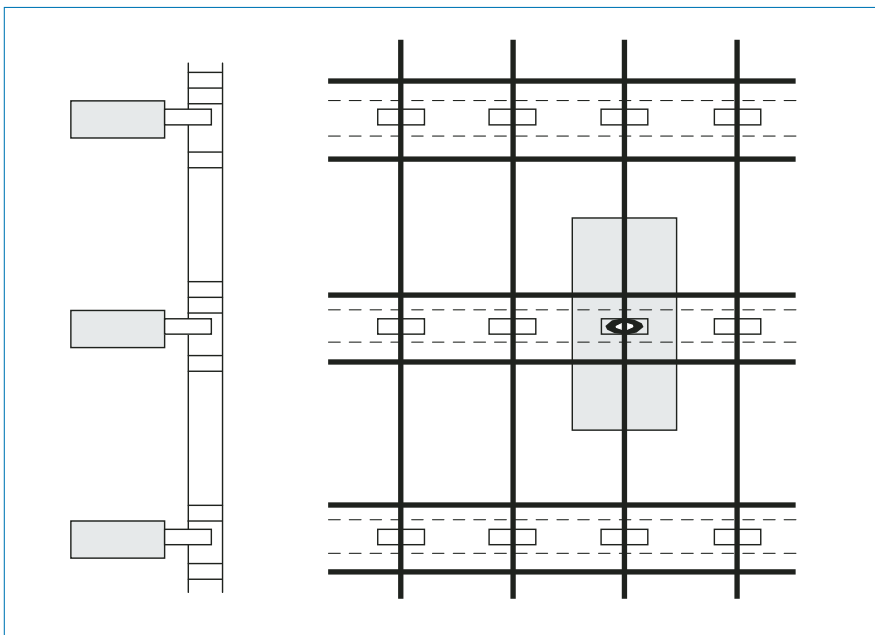
El valor de \underline{b} corresponde a $1/10$ de la longitud total \underline{a} del travesaño, que viene especificado por la norma UNE 85222.

Excepcionalmente en los travesaños, a causa de su longitud (luz entre montantes) puede ser preciso tener en cuenta que también ellos soportan la carga de viento, con lo cual si los seguimos asemejando a una viga podremos considerarlos como vigas simplemente apoyadas en sus extremos y con una carga triangular que debe soportar.



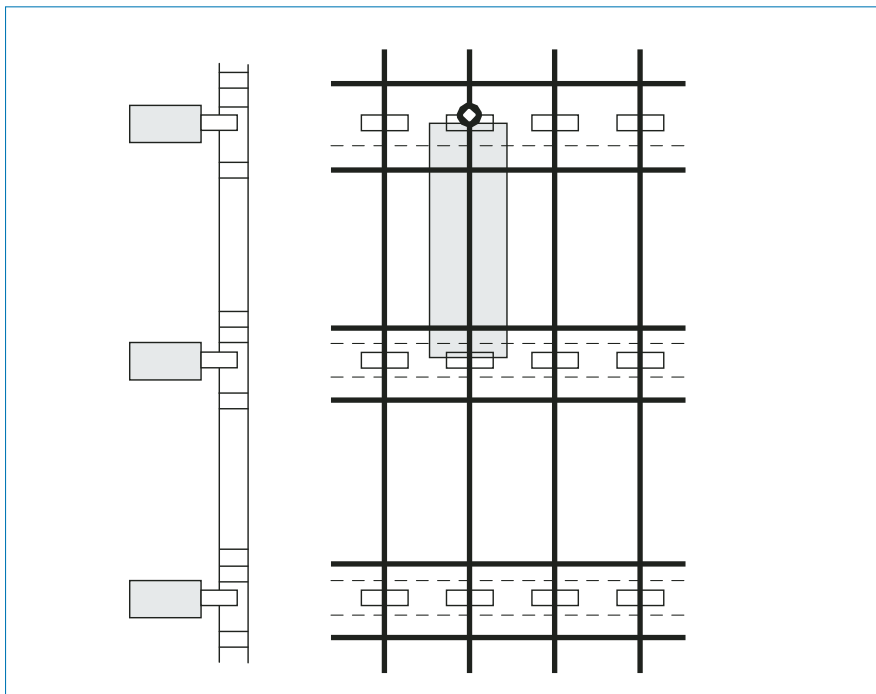
Esfuerzos transmitidos

Los esfuerzos que las fachadas ligeras transmiten, a través de los anclajes, a los forjados o estructuras portantes de las que se suspenden y apoyan son:



Cargas verticales

correspondientes al peso propio y total de un módulo completo del muro y aplicado en el anclaje.



Cargas horizontales
perpendiculares al plano
de la fachada y que corres-
ponden a la carga de viento
sobre un módulo completo
del muro cortina y aplicada
en el anclaje.

Empuje por dilatación térmica

Los Muros Cortina están sometidos a unas variaciones dimensionales debidas a las dilataciones y contracciones originadas por los cambios de temperatura. Estas variaciones son función del coeficiente de dilatación térmica del material, α , y de las diferencias de temperatura, y originan en los perfiles un esfuerzo.
 σ (kg/cm²).

Según la ley de Hooke: $\sigma = \epsilon \cdot E$

σ Tensión en kp/cm²

ϵ Alargamiento unitario $\alpha \Delta t$

E módulo de elasticidad en kp/cm²

Luego: $\sigma = E \alpha \Delta t$

Si se calienta el aluminio y no puede expandirse libremente produce sobre los elementos que le impiden expandirse un esfuerzo que viene dado por la fórmula anterior, que se traduce en una deformación del elemento más débil. Es decir, si el montante es más débil que el travesaño, se producirá una falta de verticalidad. Si por el contrario es el travesaño el más débil, se originan pandeos con flechas muy importantes. Para evitar este efecto deben disponerse juntas de dilatación que permiten que el material se dilate libremente.

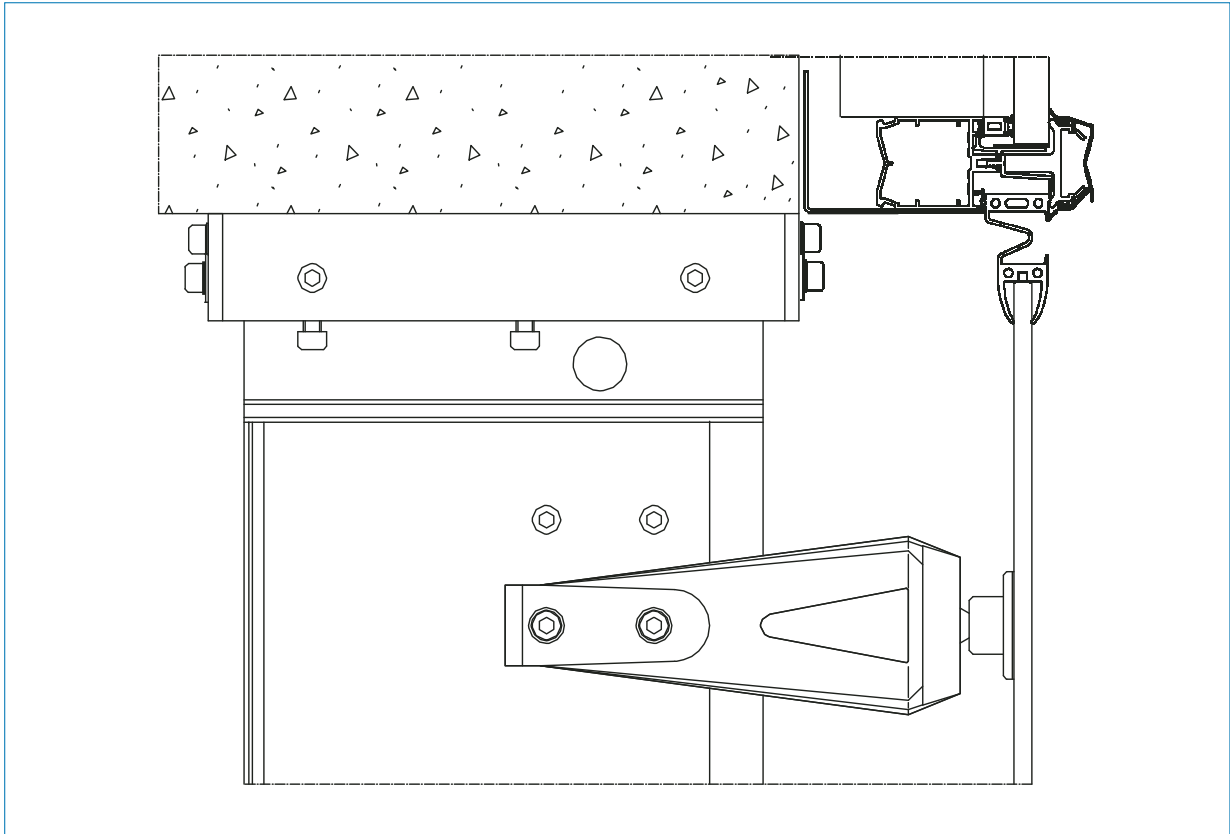
El empuje transmitido por la dilatación térmica vendrá expresado por:

EMPUJE (Kg) = σ x SECCIÓN DEL PERFIL

La magnitud, de la contracción o dilatación, que hay que prever para dimensionar las juntas de dilatación por causas térmicas viene expresada por:

$$\Delta l = \varepsilon \cdot l = \alpha \cdot \Delta t \cdot l$$

$$\Delta l < d$$



Dado que en nuestro país la máxima dispersión térmica se considera que es de 42°C, el alargamiento máximo por metro de perfil será:

$$\Delta l = 23 \cdot 10^{-6} \cdot 42^{\circ}C \cdot 1000mm = 0,966m$$

Es por ello que a efectos de dimensionado de juntas de dilatación será suficiente con prever 1mm por metro puesto que con ello se consiguen absorber las dilataciones independientemente de la época del año en que se mecanice, monte y acabe la obra.

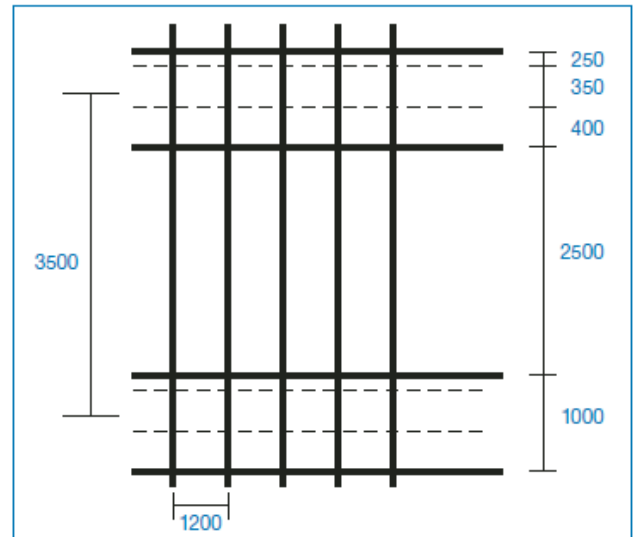
Cálculo de la fachada

Partiendo de las cargas de viento establecidas en la NBE-AE-88 y sabiendo que el proyecto contempla una fachada ligera constituida por un muro cortina convencional con las características dimensionales que definimos a continuación, vamos a calcular la perfilería de montantes y travesaños requerida y el acristalamiento mínimo necesario.

Hipótesis de cálculo

1. La distancia entre ejes de forjados es de 3.500 mm
2. La separación entre montantes es de 1.200 mm
3. La altura entre canto superior de forjado y nivel de suelo técnico es de 250 mm
4. La distancia entre canto inferior de forjado y falso techo es de 400 mm
5. La distancia libre interior entre suelo técnico y falso techo es de 2.500 mm
6. La zona opaca de paso de forjado es de 1.000 mm
7. Carga de viento más desfavorable a succión, 238 Kp/m²
8. Forjado de 350 mm
9. Vidrio reflectante con cámara en las zonas de visión y reflectante opacificado en los pasos de forjado
10. El tipo de muro cortina será el de tapetas vistas verticales y horizontales
11. Acabado del aluminio: anodizado plata mate, 25μ

La fachada queda definida en la figura siguiente:



Cálculo del espesor del vidrio

Tenemos dos módulos básicos: (1.200 x 1.000) y (1.200 x 2.500) y estudiaremos el más desfavorable en lo que se refiere a carga de viento.

Al requerirse un vidrio reflectante obligatoriamente deberá ser un vidrio templado independientemente de las consideraciones que también lo aconsejarían por razones de seguridad ante una rotura.

La situación del edificio es una zona expuesta.

Con todo lo anterior y utilizando lo expuesto en el apartado 1.5.4 de acristalamiento tendremos:

$$\sigma_{adm} = 0,25 R$$

$$R = 20 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 1.200 \text{ mm}$$

$$b = 2.500 \text{ mm}$$

vidrios con cuatro apoyos

$$b/a = 2,083 \text{ con lo que } b = 0,79$$

$$e = \beta \cdot a \cdot \sqrt{\frac{q}{\sigma_{adm}}}$$

$$e = 0,00654 \text{ m} = 6,54 \text{ mm}$$

Si el vidrio no fuera templado el espesor requerido sería $e = 10 \text{ mm}$.

Al no comercializarse el espesor 7 mm el cristal mínimo a utilizar será un cristal reflectante y templado de 8 mm para el exterior.

Convenimos pues en la utilización de un acristalamiento compuesto por un vidrio reflectante y templado de 8 mm, una cámara de aire de 15 mm y un vidrio interior laminar de 4+4 mm cuyo peso total es:

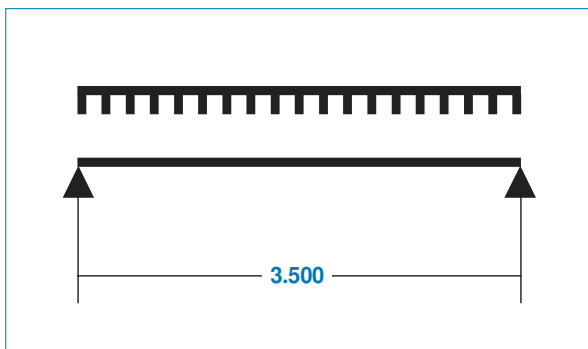
$$(8+4+4) \times 2,5 \times 1,2 \times 2,5 = 120 \text{ Kg.}$$

Para el cálculo de los travesaños tendremos que considerar dos cargas puntuales de 60 kg.

Cálculo de los montantes

La distancia entre anclajes es de 3.500 mm.

La flecha máxima según NBE - A E - 88 es de $L/300$ ó 15 mm.



Luego

$$I = \frac{5}{384} \frac{PL^3}{Ef} = \frac{5 \cdot 999.6 \cdot 350^3}{384 \cdot 700.000 \cdot 1.16} = 687,2 \text{ cm}^4$$

Podemos utilizar un perfil según catálogo (ver pág. 78, ref. 1025 7), cuyos valores son:

$$I_{xx} = 706,12 \text{ cm}^4 > 687,2 \text{ cm}^4$$

$$W_{xx} = 65,58 \text{ cm}^3 = 65,18 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Solo nos queda la comprobación de los ELS y los EL U

- **ELS:** Se cumplen puesto que hemos partido de la flecha aceptada como imposición. Con la nueva inercia (706,12 cm⁴) la flecha prevista es de 1.12cm < L/300 cm.
- **EL U:** debemos comprobar la sección del perfil y verificar que la tensión de cálculo sea inferior a la tensión admisible del material, es decir:

$$\frac{M^*}{W} \leq \sigma^*_{adm}$$

donde:

$$M^* = \gamma_s M = 1.50 M = 1.50 \left(\frac{qL^2}{8} \right) = 1.55 \left(\frac{238 \cdot 1.2 \cdot 10^{-2} \cdot 350^2}{8} \right) = 67785,375 \text{ Kpcm}$$

siendo

$$\sigma^*_{adm} = \frac{\sigma_{adm}}{\gamma_M} = \frac{1300 \text{ kp/cm}^2}{1.10} = \frac{130 \text{ N/mm}^2}{1.10} = 118.2 \text{ N/mm}^2$$

γ_s = coeficiente de mayoración de las cargas

γ_M = coeficiente de minoración del material

$$W_{xx} = 65.18 \text{ cm}^3 = 65.18 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Entonces, con los datos anteriores comprobamos si cumplen la hipótesis según la ecuación:

$$\sigma = \frac{67785.375}{65.18} = 1039.97 \text{ Kp/cm}^2 = 104 \text{ N/mm}^2 < 118.2 \text{ N/mm}^2$$

Cálculo de los travesaños

Como se ha indicado en el cálculo de espesor de vidrio, el peso del acristalamiento es de 120 Kg. Por estética limitaremos la flecha máxima de los travesaños a 3 mm.

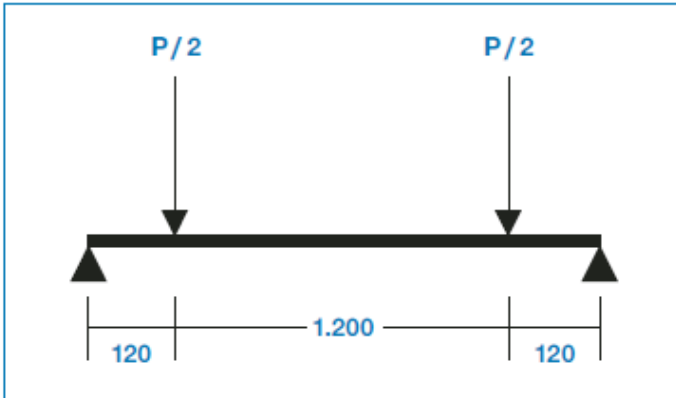


Figura 70

Luego

$$I = \frac{pa}{12 Ef} \left(\frac{3}{4} L^2 - a^2 \right) = \frac{120 \cdot 12 \cdot \left(\frac{3}{4} \cdot 120^2 - 12^2 \right)}{12 \cdot 700.000 \cdot 0.3} = 6.08 \text{ cm}^4$$

Podemos utilizar el perfil encontrado según catálogo (ref 10165), cuyos valores son:

$$I_{yy} = 8.52 \text{ cm}^4 = 8.52 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W_{yy} = 3.27 \text{ cm}^3 = 3.27 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Solo nos queda la comprobación de los ELS y los ELU

- **ELS:** Se cumplen puesto que hemos partido de la flecha aceptada como imposición. Con la nueva inercia obtenemos el valor de 2.1 mm < 3mm.
- **ELU:** debemos comprobar la sección del perfil y verificar que la tensión de cálculo sea inferior a la tensión admisible del material, es decir:

$$\frac{M^*}{W} \leq \sigma^*_{adm}$$

donde:

$$M^* = \gamma_s M = 1.35 M = 1.35 \cdot 12 \cdot P / 2 = 1.35 \cdot 12 \cdot 60 = 972 \text{ Kpcm}$$

siendo

$$\sigma^*_{adm} = \frac{\sigma_{adm}}{\gamma_M} = \frac{1300 \text{ kp/cm}^2}{1.10} = \frac{130 \text{ N/mm}^2}{1.10} = 118.2 \text{ N/mm}^2$$

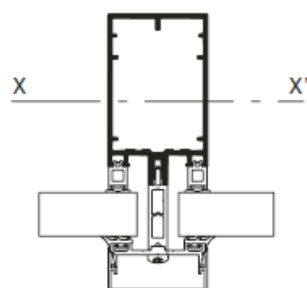
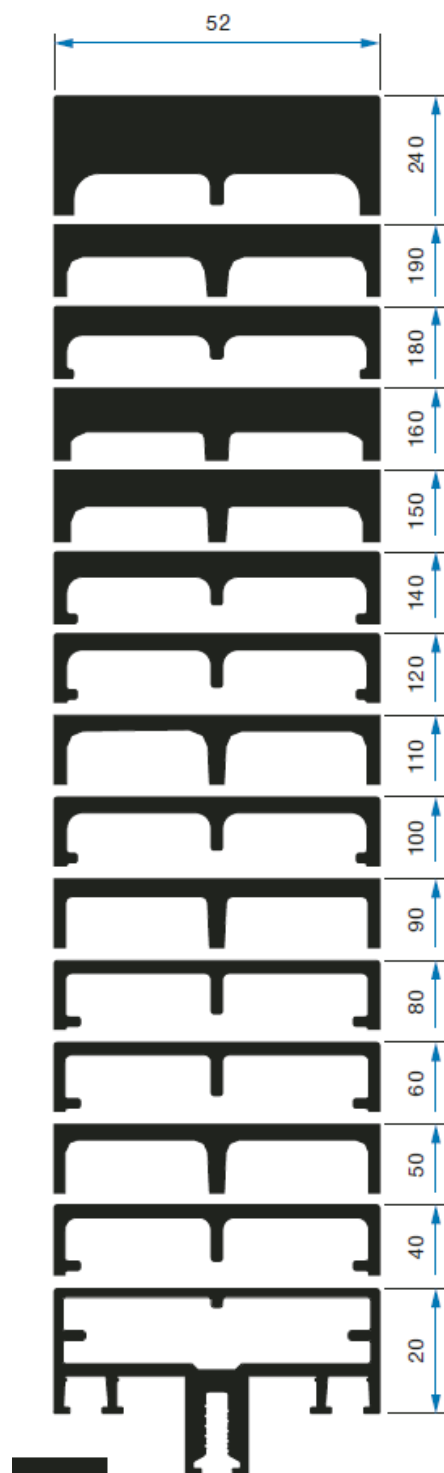
γ_s = coeficiente de mayoración de las cargas

γ_M = coeficiente de minoración del material

$$W_{yy} = 3.27 \text{ cm}^3 = 3.27 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

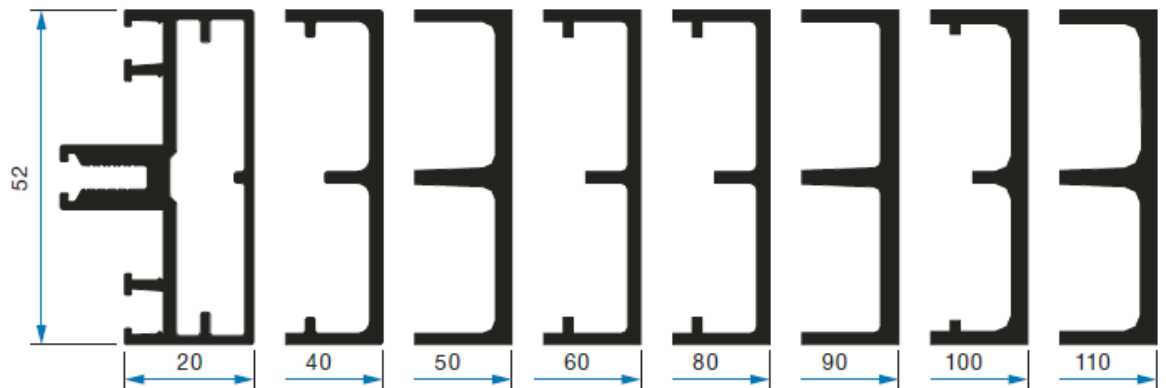
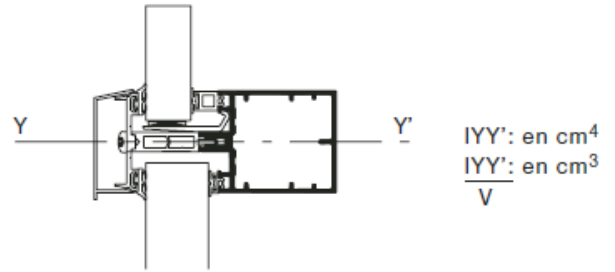
Igualmente comprobamos si se cumple la hipótesis:

$$\sigma = \frac{972}{3.27} = 297 \text{ Kp/cm}^2 = 29.7 \text{ N/mm}^2 < 118.2 \text{ N/mm}^2$$

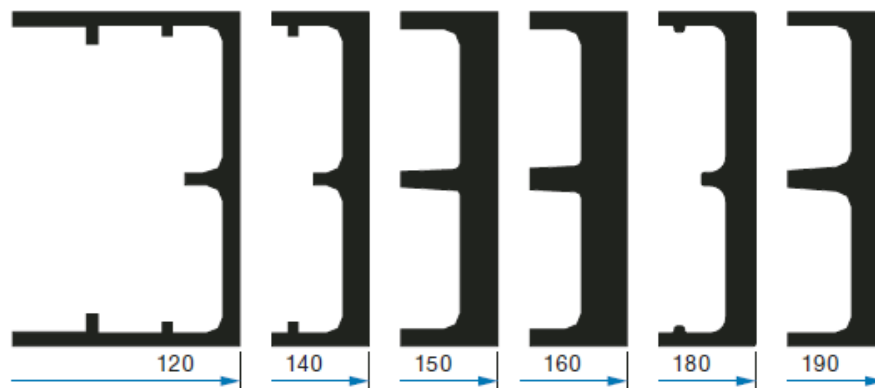


IXX' : en cm^4
 IXX' : en cm^3
 V

Referencia	Perimetro	Inercia sin refuerzo	Inercia con refuerzo	
10160	0.690 ml	1698.8 cm^4 114.7 cm^3	Tubo acero 140 x 40 x 4 70 x 40 x 4	4439.99 cm^4 336.45 cm^3
10257	0.590 ml	706.12 cm^4 65.58 cm^3	Tubo acero 120 x 40 x 4 40 x 40 x 4	2092.57 cm^4 202.19 cm^3
10159	0.570 ml	589.52 cm^4 58.87 cm^3	Tubo acero 120 x 40 x 4 40 x 40 x 4	1974.97 cm^4 197.41 cm^3
10256	0.530 ml	504.95 cm^4 50.64 cm^3	Tubo acero 120 x 40 x 4	1065.62 cm^4 117.69 cm^3
10255	0.510 ml	403.44 cm^4 44.64 cm^3	Tubo acero 120 x 40 x 4	964.11 cm^4 113.04 cm^3
10158	0.490 ml	298.30 cm^4 37.56 cm^3	Tubo acero 120 x 40 x 4	858.97 cm^4 107.75 cm^3
10157	0.450 ml	181.89 cm^4 27.87 cm^3	Tubo acero 100 x 40 x 4	528.96 cm^4 77.98 cm^3
10254	0.430 ml	152.65 cm^4 24.69 cm^3	Tubo acero 80 x 40 x 4	347.02 cm^4 56.98 cm^3
10169	0.410 ml	116.05 cm^4 20.95 cm^3	Tubo acero 80 x 40 x 4	310.42 cm^4 53.70 cm^3
10253	0.390 ml	93.13 cm^4 17.80 cm^3	Tubo acero 60 x 40 x 4	186.07 cm^4 36.37 cm^3
10156	0.370 ml	61.65 cm^4 13.41 cm^3	Tubo acero 60 x 40 x 4	154.59 cm^4 32.13 cm^3
10155	0.330 ml	30.99 cm^4 8.84 cm^3	Tubo acero 40 x 40 x 4	64.20 cm^4 17.12 cm^3
10252	0.310 ml	22.42 cm^4 6.83 cm^3	Tubo acero 20 x 40 x 2	26.71 cm^4 8.34 cm^3
10166	0.290 ml	12.11 cm^4 4.53 cm^3	Tubo acero 20 x 40 x 2	16.40 cm^4 5.85 cm^3
10165	0.250 ml	2.24 cm^4 1.28 cm^3		



Referencia	10165	10166	10252	10155	10156	10253	10169	10254
Inercia sin refuerzo	8.52 cm ⁴ 3.27 cm ³	14.24 cm ⁴ 5.48 cm ³	16.87 cm ⁴ 6.49 cm ³	19.09 cm ⁴ 7.34 cm ³	24.17 cm ⁴ 9.29 cm ³	27.20 cm ⁴ 10.46 cm ³	32.82 cm ⁴ 12.62 cm ³	35.73 cm ⁴ 13.74 cm ³
Inercia con refuerzo		Tubo acero 20 x 40 x 2 27.5 cm ⁴ 10.6 cm ³	Tubo acero 20 x 40 x 2 30.1 cm ⁴ 11.6 cm ³	Tubo acero 40 x 40 x 2 52.3 cm ⁴ 20.1 cm ³	Tubo acero 60 x 40 x 2 73 cm ⁴ 28.1 cm ³	Tubo acero 60 x 40 x 2 76 cm ⁴ 29.2 cm ³	Tubo acero 80 x 40 x 2 96.3 cm ⁴ 37.5 cm ³	Tubo acero 80 x 40 x 2 100.2 cm ⁴ 38.5 cm ³



Referencia	10157	10158	10255	10256	10159	10257
Inercia sin refuerzo	38.37 cm ⁴ 14.76 cm ³	46.80 cm ⁴ 18 cm ³	52.98 cm ⁴ 19.99 cm ³	56.18 cm ⁴ 21.61 cm ³	63.74 cm ⁴ 24.52 cm ³	66.80 cm ⁴ 25.69 cm ³
Inercia con refuerzo	Tubo acero 100 x 40 x 4 118.4 cm ⁴ 45.6 cm ³	Tubo acero 120 x 40 x 4 142.5 cm ⁴ 54.8 cm ³	Tubo acero 120 x 40 x 4 147.7 cm ⁴ 56.8 cm ³	Tubo acero 120 x 40 x 4 151.9 cm ⁴ 58.4 cm ³	Tubo acero 120 x 40 x 4 40 x 40 x 4 201 cm ⁴ 77.4 cm ³	Tubo acero 120 x 40 x 4 40 x 40 x 4 204 cm ⁴ 78.5 cm ³

DETALLE DE ANCLAJES ENTRE FACHADA Y ESTRUCTURA

Los anclajes son los elementos que conectan la fachada ligera con la estructura portante del edificio, y a través de los cuales, se transmitirán las cargas debidas principalmente a la acción del viento; es por ello que han de dimensionarse adecuadamente para responder a estas solicitaciones.

Una vez efectuadas las mediciones correspondientes, sabremos las desviaciones a corregir provocadas por cantos de forjado, desnivel, etc...; para ello el anclaje está provisto de elementos de regulación, que permiten esta, en las tres dimensiones.

Distinguimos entre anclajes fijos o deslizantes que permitan la dilatación o no.

Anclaje intermedio



Figura 4

Anclaje superior

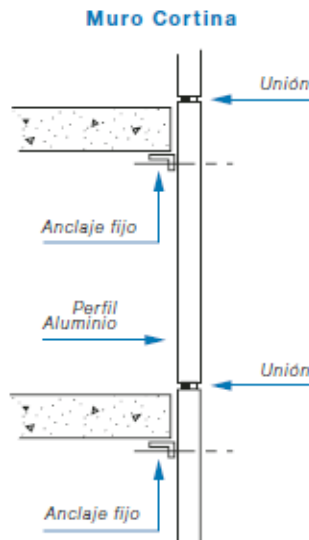


Figura 5

Anclaje inferior o mecha



Figura 6



Los anclajes se atornillan de la forma que se ve en la imagen anterior y como hemos explicado en los cálculos anteriormente.

Aparte, habría que añadir (como dicta la normativa) el “relleno” como material aislante por lo que para nuestro proyecto usaremos la manta de arena de roca (60 min. contra fuego) y se pondrá entre la fachada ligera y la estructura con el propósito de evitar que el fuego se disperse subiendo o bajando alturas por el vacío creado entre las dos estructuras.



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

Titulación :

INGENIERO TÉCNICO INDUSTRIAL MECÁNICO
INTENSIFICACIÓN EN DISEÑO INDUSTRIAL

Título del proyecto:

CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A
LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO

ANEXO III: COMPONENTE DE DISEÑO INTERIOR

Javier Peralta Mateo

José Ignacio Latorre Biel

Tudela, 15 de Julio de 2010

INDICE

1. INFORMACIÓN PREVIA.....	3
2. VENTAJAS DEL SISTEMA.....	6
3. SECTORES DE APLICACIÓN.....	8
4. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA.....	10
5. SENTIDO DE LA MANIPULACIÓN.....	12
6. TOLERANCIAS.....	14
7. APLICACIONES.....	16
8. CONDICIONES.....	19

Se ha instalado en el interior de la nave industrial una serie de “paletas” provenientes de la empresa MECALUX S.A. que van a formar parte de la distribución logística de la nave.

Por ello, las dos puertas de la entrada trasera están diseñadas de tal forma que una estará destinada a la zona de carga de camiones y la otra para descarga.

En la puerta destinada a carga en el interior de la nave se dejará un pasillo entre paletas y pared de 5m para maniobras de las carretillas. En todo el pasillo se cargarán las paletas que estarán colocadas de forma paralela a la fachada.

En la puerta de descarga también se dejará un pasillo de 5m para maniobras de carretillas para la retirada de palets de las paletas.

Las paletas que se van a usar son el modelo “paletas dinámicas” que permanecen con una pendiente que más tarde explicaremos, hecho que favorecerá la carga por un lado y la salida por gravedad más sencilla por el otro lado.

De esta forma se está favoreciendo la rotación de producto siguiendo la filosofía de “primero que entra primero que sale” ya que así aseguraremos la permanencia en tiempo igual para todos los palets y no quedará ninguno almacenado más tiempo sin necesitarlo.

La zona destinada a la gestión de pedidos sería la parte frontal de la nave, a la que se accedería directamente desde la puerta principal de la fachada de muro cortina.

La nave estará rodeada tanto en la fachada frontal como en los dos laterales por césped, para mejorar la estética exterior de la misma.

Hablemos pues, a continuación, del componente estético interior.



Estanterías para paletización
dinámica por gravedad



Las estanterías dinámicas para el almacenaje de productos paletizados son estructuras compactas que incorporan caminos de rodillos, colocados con una ligera pendiente que permite el deslizamiento de las paletas sobre ellos.

Las paletas se introducen por la parte más alta de los caminos y se desplazan, por gravedad y a velocidad controlada, hasta el extremo contrario, quedando dispuestas para su extracción.

La paletización dinámica por gravedad es un sistema idóneo para las siguientes áreas en las que se trabaja con productos paletizados:

- Almacenes de productos perecederos.
- Almacenes intermedios entre dos zonas de trabajo.
- Zonas de expedición en las que se necesita una gran agilidad en la extracción de paletas.
- Almacenes de espera (pedidos preparados, canales para clasificación en circuitos automáticos, etc.).





Perfecta rotación

El almacenaje dinámico permite una perfecta rotación del producto almacenado aplicando el sistema FIFO (First-in, First-out), en el que la primera paleta en entrar es la primera en salir.

Cuando se retira la primera paleta, las demás avanzan una posición, por lo que siempre se dispone en primer lugar de la paleta más antigua.

Esta cualidad lo hace idóneo para almacenar productos perecederos.

Ventajas más importantes de este sistema

- **Perfecta rotación** de los productos aplicando el sistema FIFO.
- **Máxima capacidad** al ser un sistema de almacenaje compacto.
- **Ahorro de tiempo** en la extracción de las paletas. La fácil localización de cualquier producto reduce el tiempo de maniobra de las carretillas, ya que las distancias a recorrer son mínimas.
- **Eliminación de interferencias de paso.** Los pasillos de carga son distintos de los de descarga, las carretillas depositan y extraen paletas sin interrupciones.
- **Excelente control del stock.** En cada calle de carga hay una sola referencia.
- **Fácil acceso** al tener todas las referencias disponibles en un mismo pasillo.
- **Sistema seguro y fiable.** Los distintos elementos que lo integran han sido diseñados para garantizar una manipulación simple, fiable y segura.
- **Rápida amortización.** El ahorro de espacio, la reducción de los tiempos de maniobra y la práctica ausencia de mantenimiento permiten un retorno de la inversión, en la mayoría de los casos, en un periodo de dos a tres años.
- **Adaptable** a los requerimientos de los clientes y a sus unidades de carga.
- **Rápida instalación.**



Sector panadería/bollería congelada



Sector alimentación



Sectores de aplicación

Este sistema es aplicable a cualquier sector de la industria o la distribución (alimentación, automoción, industria farmacéutica, química, etc.) debido a las grandes ventajas que aporta y a su gran versatilidad.

Es habitual que se instale un bloque de paletización dinámico al lado de estanterías convencionales, reservado para aquellos productos de mayor consumo o que tengan fechas de caducidad más reducidas.



Industria de componentes



Sector de la alimentación



Instalación para productos a granel



Sector automoción



Industria de lubricantes

Descripción de sistema.

Estructura

- 1) Bastidores
- 2) Largueros
- 3) Placas de nivelación
- 4) Anclajes

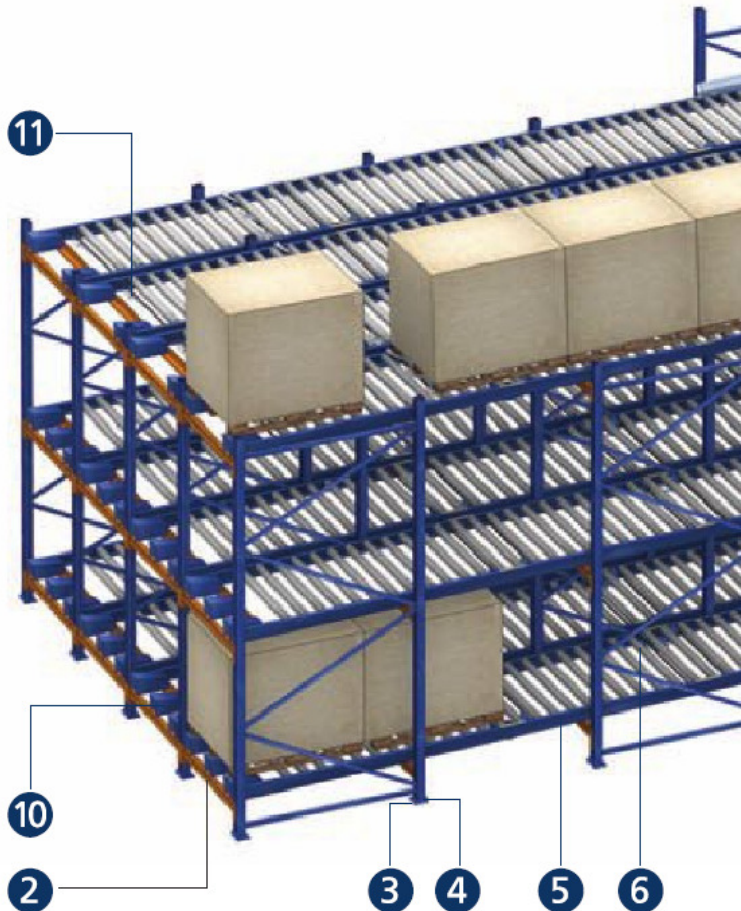
Camino de rodillos

- 5) Carriles
- 6) Rodillos
- 7) Tambores de freno
- 8) Rodillos de freno
- 9) Chapas de centrado
- 10) Rampas de frenado
- 11) Retenedores de paletas (opcional)
- 12) Protector de rodillos



Rodillos

Las características de sus componentes garantizan que las paletas se deslicen suavemente sobre ellos. Sus ejes disponen de planos rebajados que encajan en las ranuras de los carriles. Su separación y diámetro dependen de las características de las paletas y del peso de las mismas.



Tambores de freno

Controlan la velocidad de desplazamiento de las paletas, actuando simultáneamente sobre dos rodillos contiguos. Van suspendidos de muelles que garantizan el contacto continuo con los rodillos y amortiguan las aceleraciones que se puedan producir.



Rodillos de freno

Tienen la misma función que los tambores de freno. Se emplean en aquellos casos en los que no es posible la colocación de éstos, bien por falta de espacio o por condiciones de trabajo específicas.



Chapas de centrado

Centran la paleta en la entrada de la calle.



Rampas de frenado

Frenan y retienen las paletas en la salida. Se colocan alineadas con los patines inferiores de las paletas.



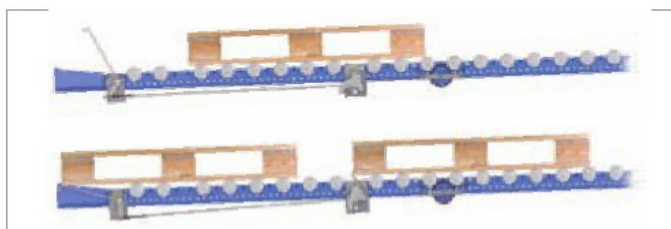
Protector de rodillos

Protegen el primer rodillo de la entrada contra impactos frontales.



Retenedores de paletas

Retienen o separan las paletas, favoreciendo la extracción de la primera o distribuir la presión que ejercen entre ellas. Disponen de un conjunto de elementos que permiten seguir reteniendo las paletas en el momento de extraer la primera cuando ésta se encuentra ligeramente levantada.



La presión que ejerce la primera paleta sobre el pedal acciona las pestañas que retienen la segunda paleta

Su colocación es opcional y depende de las características propias de la instalación y del tipo de carretilla o robot de almacenaje.

Sentido de la manipulación.

Las paletas generalmente se manipulan por el lado más estrecho y se desplazan por el interior de los caminos con los patines inferiores perpendiculares a los rodillos (figura 1).

Lógicamente, la calidad y el buen estado de las paletas son fundamentales para un correcto funcionamiento del sistema.

La separación entre rodillos puede variar dependiendo sobre todo del peso y de las características de las paletas. La cota Y ha de ser múltiplo de 66,66 mm (figura 2).

Lo mismo ocurre con la distancia entre frenos reductores de velocidad, generalmente tambores de freno (cota X), ya que su misión es que las paletas se desplacen a una velocidad controlada (figura 2).

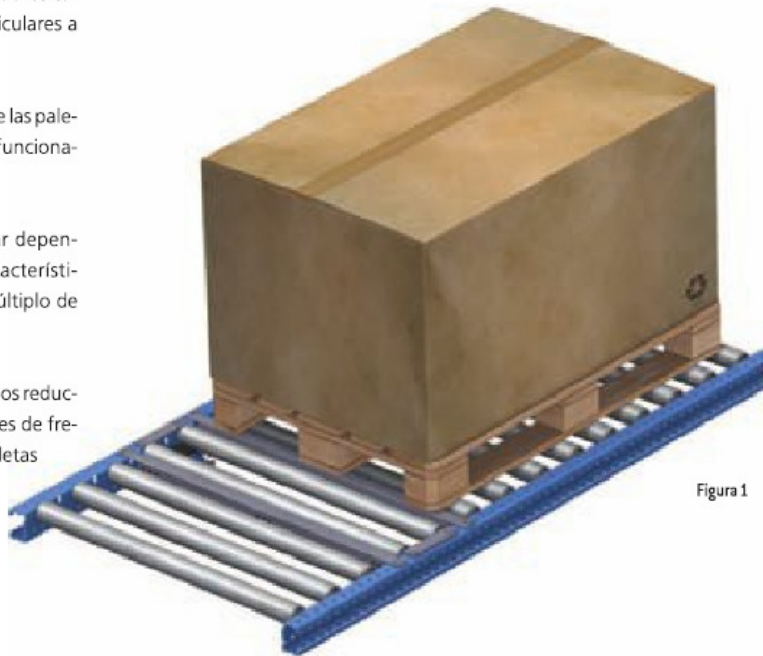


Figura 1

Pendiente aproximada de 3,5%

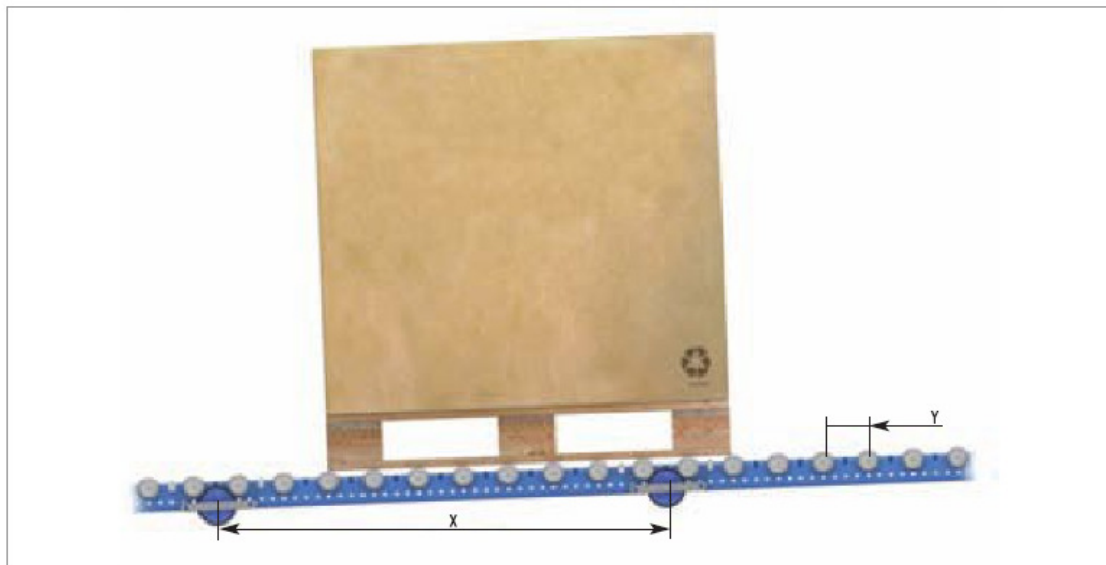


Figura 2

En caminos de poca profundidad, las paletas se pueden manipular por la parte más ancha, es decir, se desplazan con los patines inferiores paralelos a los rodillos (figura 3).

También es muy importante la calidad y el estado de las paletas, aunque para definir la separación entre rodillos se ha de tener en cuenta, además, el ancho de los patines inferiores, que nunca ha de ser inferior a 100 mm.

Con esta solución, sólo se colocan frenos para controlar la velocidad cuando se almacenan más de dos paletas en fondo y dependiendo de la carga. El tipo de freno utilizado es el rodillo de freno en lugar del tambor de freno.

La distancia entre rodillos ha de ser de 66,66 mm (cota Y) y entre rodillos y rodillos de freno, de 100 mm (cota Z) (figura 4).

La distancia entre rodillos de freno (cota X) dependerá de las dimensiones y del peso de las paletas (figura 4).

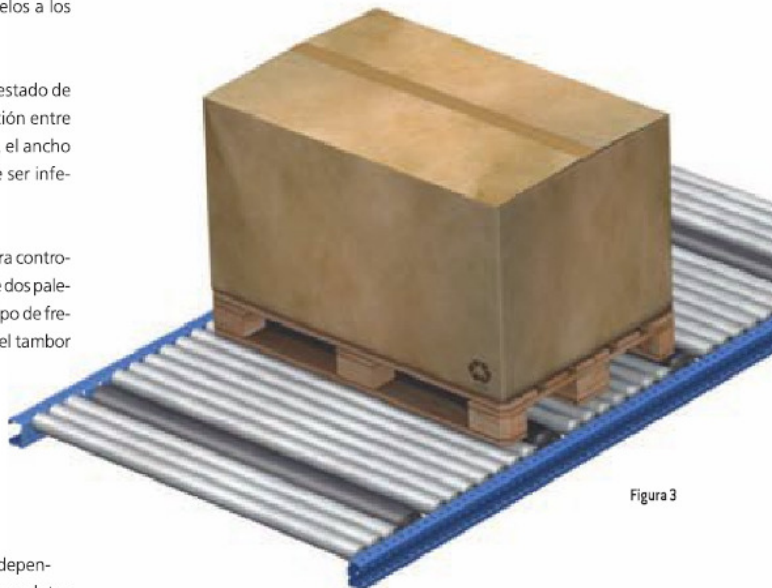


Figura 3

Pendiente aproximada de 3,5%

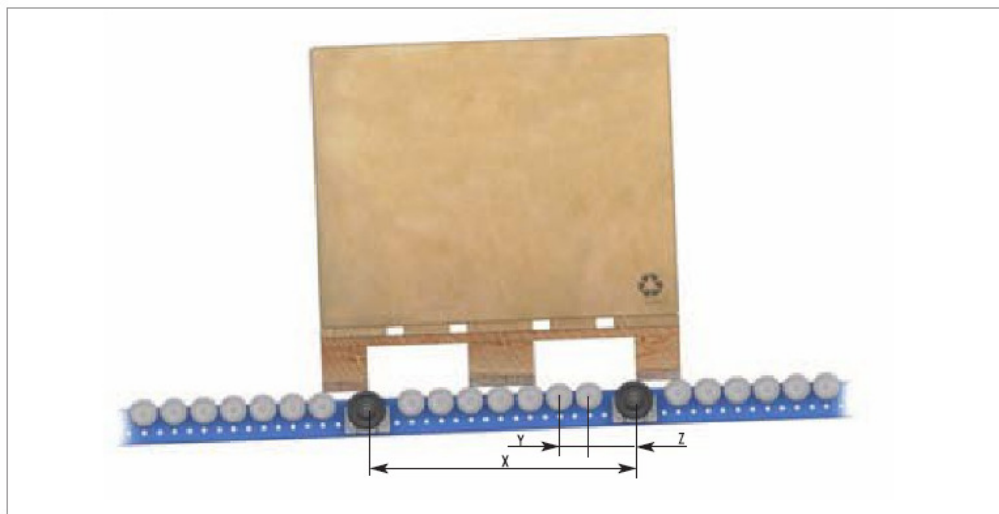


Figura 4

Tolerancias.

Las tolerancias que se dan en una instalación de paletización dinámica dependen de las dimensiones de las paletas, profundidad de la instalación, máquinas de manutención, etc.

Las tolerancias más habituales son las que se reflejan a continuación.

1. Anchura y altura de los módulos

La separación entre puntales o medidas de los largueros (cota H) es igual a la dimensión frontal de la paleta, carga incluida (cota A), más 230 mm, 115 por cada lado (cota B).

La longitud de los rodillos (cota G) debe ser 100 mm mayor que el ancho de la base de la paleta. Si la carga sobresale de la paleta no afecta a la medida del rodillo pero sí al ancho de calle y, por lo tanto, a la longitud de los largueros (figura 5).

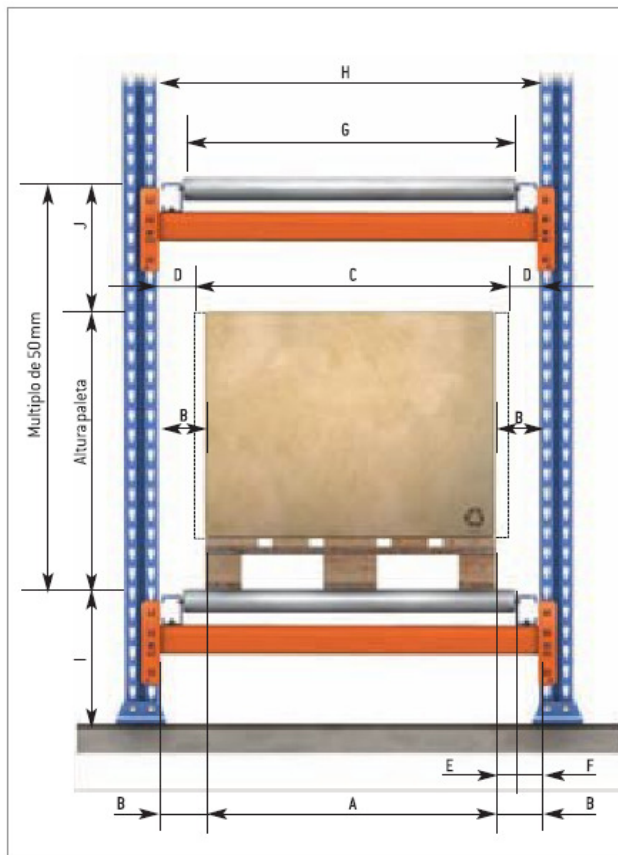


Figura 5

A	B	C (1)	D (1)	E	F	G	H	I(2)	J
800	115	880	75	50	65	900	1030	350	350
1000	115	1080	75	50	65	1100	1230	350	350
1200	115	1280	75	50	65	1300	1430	350	350

- (1) Posible desbordamiento máximo de la carga y tolerancia mínima.
(2) Altura con solución sobre larguero.

La figura 6 inferior representa la colocación de los perfiles directamente en el suelo para reducir la altura I.



Figura 6

2. Profundidad de la estantería

La profundidad de la estantería (cota X) será la que se obtiene de sumar la medida de todas las paletas más una tolerancia variable en función del número de paletas y del sistema constructivo

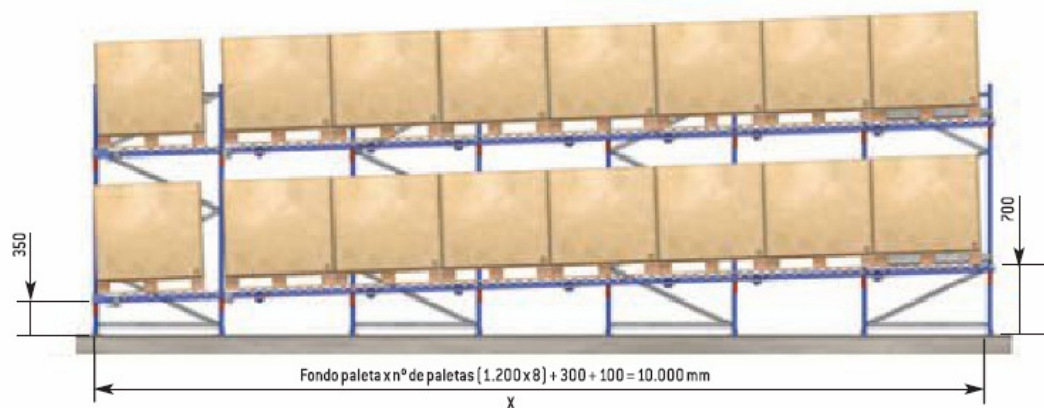
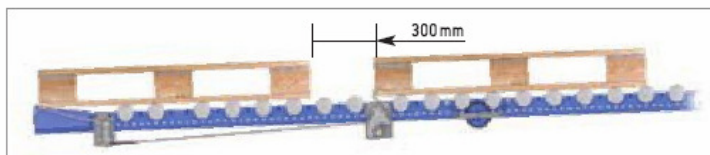
En el caso de colocar retenedores de paletas, esa medida será mayor ya que se necesita un espacio entre las dos paletas de aproximadamente 300 mm.

La pendiente que ha de tener no ha de ser menor de 3,4% ni mayor de 3,7%.

En los dibujos siguientes se representan dos ejemplos de la profundidad de la estantería, ambos con paletas en fondo de 1.200 mm, el primero sin retenedor de paletas, el segundo con retenedor

Ejemplo con retenedor de paletas (pendiente mínima de 3,4% y máxima de 3,7%)

En el detalle de la derecha se aprecia la tolerancia necesaria entre dos paletas para que actúe el retenedor



Aplicaciones.

Sistema tradicional

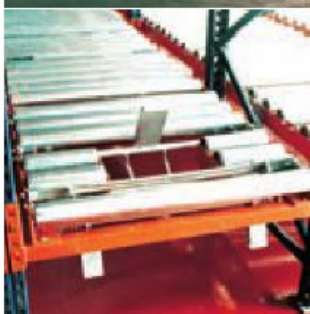
Es el sistema más utilizado; la paleta se introduce en el pasillo de carga y por gravedad se desliza sobre los rodillos hasta el lado contrario, donde está el pasillo de descarga.

Los medios de elevación utilizados son variados: carretillas contrapesadas, retráctiles, torre trilateral, torre bilateral, transelevadores, etc.



Aplicaremos para la nave las paletas dinámicas en 3 alturas por ser las carretillas estándar ya que éstas levantan hasta 2,5m más el palet cargado. Medidas del palet: 1200x1200x1200





CONDICIONES DE VENTA

IMPORTE DEL PRESUPUESTO:	€ 71.896
---------------------------------	-----------------

(Estos importes no incluyen I.V.A.)

Se excluye:

-Toma de Tierra si fuera necesaria

-Trabajos de Obra Civil que fueran necesarios

MONTAJE:	(INCLUIDO)
-----------------	-------------------

Para llevar a cabo el proceso de montaje se requiere el concurso del Cliente en los puntos reflejados en las Condiciones Generales de Montaje adjuntas a la presente oferta.

ENVIO DE LA MERCANCIA:	(INCLUIDO)
-------------------------------	-------------------

VISITA SERVICIO POST-VENTA:	(INCLUIDO)
------------------------------------	-------------------

Previo aviso por parte del Cliente.

VALIDEZ DE LA OFERTA:	14 DÍAS
------------------------------	----------------

FORMA DE PAGO:	30% A LA FIRMA DEL PEDIDO. RESTO GIRO A 60 DÍAS
-----------------------	--

CONDICIONES GENERALES DE MONTAJE

MECALUX, S.A. se compromete, al obtener la conformidad de esta oferta, a la entrega y el montaje de la instalación.

Los eventuales daños que pudieran ocasionarse en las citadas operaciones están cubiertos, en cuantía suficiente, por una póliza de seguro de responsabilidad civil.

Para poder llevar a cabo el montaje con garantía de éxito, se requiere su colaboración en los puntos que figuran en las siguientes Condiciones Generales de Montaje.

MECALUX S.A tiene a su disposición un PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL MONTAJE.

1- ZONA DE ACOPIO

Al iniciarse el montaje, tanto la zona de instalación como la de acceso a la misma, deben estar despejadas y sin obstáculos, y durante el trabajo de montaje no deben producirse interferencias con otros industriales.

Las horas de espera y/o cualquier interrupción en el montaje se facturará a parte por administración, según tarifa vigente en el momento del montaje.

2- SUMINISTROS Y SERVICIOS

El Cliente debe asegurar el suministro de energía eléctrica a 220/380 V, de los servicios de agua, e iluminación nocturna si fueran precisos, así como los elementos y medios necesarios para el vertido de todos los restos de materiales y embalajes sobrantes.

También deberá poner a disposición de los montadores los servicios higiénicos necesarios, que deberán estar accesibles durante toda la jornada laboral.

*La oferta no incluye, en ningún caso, **la descarga de nuestros materiales** ni los medios de elevación (andamiaje, carretilla elevadora, plataforma, elevadora de tijera, etc...). Este suministro correrá siempre a cargo del Cliente.*

3- MEDIO AMBIENTE

Los montadores depositarán los restos producidos, principalmente procedentes de los embalajes (plásticos, madera, flejes metálicos y cartón) en los recipientes que Uds. nos faciliten.

Si tienen un sistema de gestión medio ambiental, el material se depositará en los recipientes correspondientes, o bien se dejarán en una zona que nos han de indicar separando los diferentes productos

4- RESISTENCIA Y PLANIMETRÍA DE LA LOSA

La resistencia característica del hormigón debe ser como mínimo de 200 kg/cm².

La diferencia de nivel entre el punto más alto y el más bajo de la losa no debe exceder de ± 10 mm, respecto de una cota de referencia cero.

En caso de que el desnivel sobrepase este valor, el sobre costo de la nivelación correrá a cargo del cliente.

5- PERIODO DE INSTALACIÓN

En caso de ser necesario, no podrá ser restringido el horario, y el Cliente se obliga a permitir los trabajos de montaje en horarios nocturnos y jornadas festivas.

Los días o fracciones de día afectados por causas de fuerza mayor o casos fortuitos (incluidas las huelgas), no se computarán como hábiles en el plazo de entrega acordado.

Así mismo, los retrasos originados por otros contratistas no son imputables a MECALUX, S.A..

Si por cualquier causa ajena a MECALUX, S.A. hubiera que suspender o interrumpir el curso de la obra, la Propiedad se verá obligada al pago de los materiales fabricados, montados o en proceso de fabricación, y los gastos derivados de la desmovilización y movilización de obra.

6- CUSTODIA Y PROTECCIÓN

Será a cargo del Cliente el coste de la custodia y protección del material entregado en obra.

MECALUX, S.A. no se responsabiliza de los daños que pueda sufrir el material en caso de que éste se deje a la intemperie durante el proceso de montaje.

7- INTERFERENCIA CON INSTALACIONES EXISTENTES

El Cliente liberará a MECALUX, S.A. de cualquier desperfecto que se pudiera ocasionar por el anclaje de la instalación, si con anterioridad no se ha puesto en conocimiento del instalador la situación de las conducciones eléctricas, neumáticas, etc.

8- INTEGRIDAD DE LA INSTALACIÓN Y DE LA OFERTA

La configuración del almacén objeto de la presente oferta está calculada en base a las características descritas, y por consiguiente no podrá realizarse, ni por el Cliente, ni por terceros, ningún cambio de diseño, sustitución de componentes o reparación en la instalación, sin el consentimiento expreso de MECALUX, S.A..

Cualquier trabajo no incluido en la presente oferta deberá ser objeto de presupuesto independiente, así como cualquier modificación ordenada por la Propiedad con posterioridad a la firma del contrato.

9- OTRAS CONDICIONES SEGÚN EL TIPO DE OBRA

Todos los permisos de obra y su legalización serán realizados por la Propiedad.



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

Titulación :

INGENIERO TÉCNICO INDUSTRIAL MECÁNICO
INTENSIFICACIÓN EN DISEÑO INDUSTRIAL

Título del proyecto:

CÁLCULO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DESTINADA A
LOGÍSTICA CON COMPONENTES ESTÉTICOS DE DISEÑO

ANEXO IV: ESTUDIO DE SEGURIDAD

Javier Peralta Mateo

José Ignacio Latorre Biel

Tudela, 15 de Julio de 2010

ÍNDICE:

1. IDENTIFICACIÓN.....	3
2. OBJETIVO, UTILIDAD Y RIESGOS NO PREVISTOS.....	3
3. NORMATIVA.....	5
4. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA Y CARACTERÍSTICAS.....	5
5. ACCESO A LA OBRA-PROTECCIONES.....	7
6. DEFINICIÓN DE RIESGOS.....	7-23
6.1 Protecciones.....	7
6.2 Riesgos que pueden ser evitados.....	8
6.3 Riesgos para cada fase y medidas básicas de seguridad.....	10-22
6.3.1 Movimiento de tierras.....	11
6.3.2 Construcción de cimientos.....	13
6.3.3 Montaje estructura y cierres del edificio.....	14
6.3.4 Montaje de la cubierta.....	15
6.3.5 Pavimentación.....	17
6.3.6 Formación de cierres.....	18
6.3.7 Montaje de la instalación eléctrica.....	19
6.3.8 Instalaciones de fontanería.....	21
6.3.9 Carpintería y cierres metálicos.....	21
6.3.10 Pinturas y barnices.....	22
7. INFORMACIÓN.....	23
8. MEDICINA PREVENTIVA Y PRIMEROS AUXILIOS.....	23
9. PREVENCIÓN DE RIESGOS DE DAÑOS A TERCEROS.....	23
10. PLAN DE SEGURIDAD.....	24
11. LIBRO DE INCIDENCIAS.....	25
12. PRESCRIPCIONES GENERALES DE SEGURIDAD.....	25
13. CONDICIONES DE LOS MEDIOS DE PROTECCIÓN.....	26
14. EQUIPOS DE PROTECCIÓN INDIVIDUAL.....	26
15. SERVICIOS DE PREVENCIÓN.....	27
16. INSTALACIONES DE SALUBRIDAD Y CONFORT.....	27

ESTUDIO BÁSICO DE SEGURIDAD Y SALUD PARA LAS OBRAS DE CONSTRUCCIÓN

1.- Identificación.

Titular: Javier Peralta Mateo

Emplazamiento de la obra: Parcela 1259 Manzana B Polígono Industrial de Corella

2.-Objetivo, utilidad y riesgos no previstos.

- A) El objetivo de este Estudio Básico de Seguridad y Salud es definir los riesgos laborales que pueden surgir en la obra según los parámetros (tecnología, diseño y materiales) empleados en el proyecto. Una vez definidos los riesgos que afectan a la salud y a la integridad física del personal que intervendrá en la construcción, se proponen las medidas de prevención y protección para reducirlos y/o controlarlos.
- B) Estos riesgos y sus medidas de prevención y protección tendrán que ser tenidos en consideración por el contratista cuando elabore o actualice el Plan de Seguridad y Salud en el Trabajo de la obra que estará en función del proceso y tecnología que empleará.

- C) Todo aquel riesgo no previsto en este Estudio Básico y que surgiese en el desarrollo de la obra, se estudiará con los responsables de seguridad para arbitrar aquellas medidas de protección adicionales que se integrarán en el Plan de Seguridad del Contratista.

3.- Normativa.

- A) Real Decreto 1627/1997 del 24 de Octubre que fija las disposiciones máximas de seguridad y salud en las obras.
- B) Ley 31/1995 de 8 de Noviembre sobre Protección de Riesgos Laborales.
- C) Todo lo articulado de la Ordenanza General de Seguridad e Higiene en el trabajo, y su adecuación en la construcción, que este vigente en la fecha de hoy.

4.- Descripción de las obras y características.

- A) Descripción de las obras.

Construcción de un edificio industrial. La superficie total ocupada es de 1500 m² sobre un solar de 6000 m². La altura máxima será de 10 metros.

- B) Tecnología empleada.

La estructura se proyecta sobre pilares de acero, sobre los que apoyan las cerchas diseñadas con vigas de metálicas de acero.

En las cerchas se apoya el entramado de correas, que sirven para la fijación de los paneles de cubierta y transmitir la carga a la cercha.

La cubierta se resolverá con panel nervado prefisa.

La solución de los cerramientos se explican a lo largo del proyecto.

C) Proceso ordenado.

- Movimiento de tierras: explanación del terreno, construcción de zanjas y pozos para la cimentación y alcantarillado.
- Construcción, in situ, de las cimentaciones.
- Montaje de la estructura primaria (piezas de acero).
- Montaje de los cierres de fachada
- Montaje de la cubierta y bajantes.
- Pavimentación.
- Instalaciones.

5.- Acceso a la obra – Protecciones.

Se entrará por la calle principal de acceso al polígono. Todo el ámbito de actuación se cerrará y solamente podrán entrar personas autorizadas con sus elementos de protección (casco en todo el ámbito).

6.- Definición de los riesgos y las medidas de prevención y protección.

En este punto se definen los riesgos que comporta la obra y las protecciones a emplear.

6.1.- Protecciones.

A) Protecciones individuales.

- Cascos: Para todas las personas que participan en la obra incluyendo los visitantes.
- Guantes: De uso general contra cortes de chapa y pinchazos de barandillas y guantes aislantes eléctricamente hasta 430V.
- Botas: Botas de agua y botas contra impactos de caída de objetos.
- Monos de trabajo.
- Protectores auditivos.
- Mascarillas anti-polvo.
- Cinturón de seguridad de sujeción.
- Herramientas manuales con agarraderas aislantes eléctricamente.
- Mosquetones para fijar las herramientas manuales.
- Gafas especiales para soldadura.
- Ropa contra la lluvia.

B) Protecciones colectivas.

Al ser instalaciones y obras con gran probabilidad que las realicen empresas especializadas diferentes, una de las protecciones colectivas más eficaces es señalizar y cerrar el espacio donde trabaje cada empresa.

Plataformas móviles homologadas con barandillas y zócalos, escaleras de mano con capacidad de desplazamiento, plataformas de elevación y presentación a la altura para el montaje.

6.2.- Riesgos que pueden ser evitados.

A) Peligros de electrocución.

Siempre que se trabaje haciendo conexiones o otras operaciones estarán quitados los fusibles de conexión y la protección diferencial activada. Nunca se harán trabajos con tensión en las líneas.

La instalación eléctrica provisional de obras estará protegida siguiendo las indicaciones del Reglamento Electrotécnico de Baja Tensión y sus instrucciones técnicas complementarias.

Cada enchufe tendrá su base y todo elemento metálico se conectará eléctricamente a tierra.

Cada línea tendrá su propia protección contra sobreintensidades (interruptores magnetotérmicos de corte omnipolar) y contra contactos indirectos (interruptores diferenciales).

Las líneas que discurren por el suelo se protegerán con una baldosa o tubo de hierro y tendrán un aislamiento de 1000V.

Se deberá seguir en todo momento las indicaciones del proyecto particular de instalación eléctrica de Baja Tensión para una nave industrial.

B) Caídas de altura por los agujeros de la construcción.

Se evitarán con cierres de 1,6 metros de altura con zócalo.

C) Caídas del mismo nivel debido a las runas.

Para evitarlo se mantendrá en buen estado de limpieza. Los residuos y runas se almacenarán en una zona señalada previamente y se evacuarán para su reciclaje.

D) Caídas de objetos o interferencias peligrosas cuando intervengan varios subcontratistas.

La falta de información entre el personal subcontratado que coincida en la obra es la causa de muchos riesgos, sobretodo de caída de objetos. Se resolverá con la coordinación y la información del trabajo y el sitio de cada operación y de las medidas de seguridad individuales y colectivas que tienen que utilizar.

E) Golpes y caídas motivadas por la oscuridad.

Cuando se trabaje en horarios de poca luz, o dentro del edificio ya cubierto y cerrado se dispondrá de un sistema de alumbrado que de 50 lux a todo el ámbito y 250 lux en la zona de trabajo.

6.3.- Riesgos para cada fase y medidas básicas de seguridad a emplear.

La tecnología empleada es la de construcción en piezas prefabricadas de acero. Esta tecnología define claramente 5 fases:

- Cimentaciones
- Montaje de las piezas de acero
- Montaje de la cubierta
- Construcción de los cierres exteriores
- Acabados interiores

Seguidamente se definirán los riesgos de todo el proceso de construcción que se prevé.

6.3.1 Movimiento de tierras (Nivelación, zanjas y zapatas para cimientos y alcantarillado).

A) Riesgos más frecuentes:

- Atropellos y colisiones originados por la maquinaria.
- Caídas dentro de las zanjas o pozos.
- Generación de polvo.

B) Normas básicas de seguridad.

- La maniobra de la maquinaria estará dirigida por una persona diferente al conductor.
- Los pozos y zanjas estarán correctamente señalizados para evitar caídas del personal en su interior.
- Se cumplirá la prohibición de presencia del personal en la proximidad de las máquinas durante su trabajo.
- Al realizar trabajos en zanjas, la distancia mínima entre trabajadores será de un metro.
- La salida a la calle de camiones será avisada por personal diferente al conductor.
- Correcto mantenimiento de la maquinaria.
- Correcta disposición de la carga de tierras en el camión.

C) Protecciones personales.

- Casco homologado.
- Mono de trabajo y, en su caso, trajes de agua y botas.
- Utilización del cinturón de seguridad por parte del conductor de la máquina. La cabina estará protegida contra vuelco.
- Botas de seguridad para evitar aplastamientos.

D) Protecciones colectivas.

- Correcta conservación de la barandilla al inicio del desnivel, motivada por la cimentación de las zapatas del muro y la zanja del alcantarillado.
- No apilar materiales en la zona de tránsito, retirada de la runa que impida el paso.
- Señalización y ordenación del tránsito de máquinas de forma visible y sencilla.
- Formación y conservación de una banqueta, en el borde de la rampa, para para-choque de vehículos.

6.3.2.-Construcción de cimientos (Montaje de las armaduras y vertido del hormigón en las zanjas y pozos directamente desde el camión).

A) Riesgos más frecuentes:

- Cortes en las manos y pinchazos.
- Pinchazos, frecuentemente en los pies, en las fases de desencofrado.
- Caídas al mismo nivel por falta de orden y limpieza.

B) Normas básicas de seguridad:

- Cuando una grúa eleve material, el personal no estará debajo de las cargas suspendidas.

C) Protecciones personales y colectivas:

- Uso obligatorio del casco homologado.
- Calzado con suela reforzada anticlavos.
- Guantes especiales contra cortes y pinchazos de metales.
- Guantes y botas de goma durante el vertido del hormigón.
- La maniobra del camión hormigonera estará dirigida, tanto en la entrada, en la salida, como en el acercamiento a la obra, por una persona diferente al conductor.

6.3.3.- Montaje de la estructura y cierres del edificio.

A) Proceso.

El edificio está proyectado con piezas prefabricadas de acero. El proceso del montaje se puede desglosar en las siguientes fases:

- Llegada del camión con las piezas y descarga.
- Fijación de la pieza con los elementos necesarios a la grúa especial para este uso.
- Elevación de la pieza, acercamiento, presentación y acoplamiento.
- Fijación o anclaje de la pieza una vez acoplada.

B) Riesgos más frecuentes.

- Caída de las piezas durante el vuelo con la grúa.
- Golpes a las personas durante las maniobras de transporte, acercamiento y acoplamiento de las piezas con la grúa.
- Caída del personal en altura.
- Caída de piezas una vez en su sitio por deficiencia o mal anclaje.

C) Normas básicas de seguridad.

- Estos trabajos serán realizados, como mínimo, por un montador y su ayudante, el que lleva la grúa y dos personas que acercan la pieza a su acoplamiento.
- La zona por donde circula en vuelo la pieza se señalizará y ninguna persona estará debajo de ella.
- Ninguna pieza, una vez acoplada, se dejará suelta sin fijación.

D) Protecciones personales y colectivas.

- Uso del casco.
- Uso del cinturón de seguridad.
- Uso de calzado especial para golpes.
- Guantes de cuero.

6.3.4.-Montaje de la cubierta.

El problema, a otro nivel, es el mismo que el montaje de la estructura.

A) Proceso.

- Transporte de los paneles de chapa nervado a la cubierta.
- Colocación de los paneles.
- Fijación de los paneles a las correas.

B) Riesgos más frecuentes.

- Caída de material de altura.
- Caída de personal en altura
- Hundimiento del panel por el peso de la persona.
- Cortes en la manos.

C) Normas básicas de seguridad.

- Cuando se trabaje en la cubierta se prohibirá el paso por debajo de la zona de trabajo.
- Se trabajará sobre plataformas autoportantes o grúa con cesto para poner el panel nervado.
- Para transitar sobre la cubierta se emplearán tablones que se apoyarán sobre las correas.
- Uso obligatorio del casco dentro de la planta baja.

D) Protecciones personales y colectivas.

- Este trabajo será realizado, como mínimo, por un oficial y su ayudante.
- Uso del cinturón de seguridad.
- Guantes de cuero contra cortes.
- Las herramientas se llevarán sujetas en un mosquetón para evitar la caída.

6.3.5.- Pavimentación.

A) Programa de obras.

- Extendido y compactado de la base de todo-uno.
- Colocación del entramado.
- Extendido del hormigón directamente desde el camión cuba.
- Arremolinado y triturado.

B) Riesgos más frecuentes.

- Atropellos y colisiones originados por las máquinas.
- Caídas al mismo nivel.

C) Normas básicas de seguridad.

- La maniobra de los camiones será dirigida por personal diferente al conductor.
- No circular por encima del entramado.

D) Protecciones personales.

- Casco homologado.
- Botas de agua al tirar el hormigón.
- Mono de trabajo.
- Protección de la máquina arremolinadora.

6.3.6.- Formación de cierres exteriores e interiores.

A) Riesgos más frecuentes:

- Caídas del personal al mismo nivel.
- Caídas del personal en altura.
- Proyección de partículas al cortar placas de hormigón con la paleta.
- Salpicadura de pastas y morteros al trabajar a la altura de los ojos en la colocación de las placas de hormigón.
- Golpes en las manos en oberturas de regatas.
- Cortes y heridas al manipular los bloques de cierre.
- Aspiración de polvo al utilizar máquinas para cortar o limar.
- Sobreesfuerzos.

B) Normas básicas de seguridad:

- Estos trabajos serán realizados, como mínimo, por un operario y un ayudante.
- Uso de plataformas protegidas.
- Estado de orden y limpieza en cada trabajo, las superficies de tránsito estarán libres de obstáculos.
- El material se colocará sobre las plataformas empleando un equipo elevador adecuado.
- Se señalizará la zona de trabajo.

C) Protecciones personales y colectivas:

- Uso del casco.
- Uso del cinturón de seguridad.
- Guantes de goma o de caucho.
- Gafas de seguridad y protectoras.
- Mascarillas antipolvo.
- Coordinación con el resto de los oficios que intervienen en la obra.
- Guantes de cuero.

6.3.7.- Montaje de la instalación eléctrica.

Las operaciones son presentar, fijar y encarar. No obstante, deberán seguir en todo momento su propio proyecto de instalación eléctrica de Baja Tensión en una nave industrial.

A) Riesgos más frecuentes:

- Cortes en las manos y pinchazos.
- Caída de altura del personal.
- Caída de objetos a diferente nivel.
- Electrocuciones por contactos directos o indirectos por el uso de herramientas portátiles accionadas eléctricamente.

B) Normas básicas de seguridad:

- Las herramientas de mano se llevarán enganchadas con mosquetón para evitar la caída a otro nivel.
- Las plataformas móviles estarán protegidas con barandillas y tendrán un sistema de bloqueo en las ruedas.
- Las escaleras manuales estarán en buen estado y se apoyarán sobre elementos antiresbaladizos.
- Se señalará con cinta la zona de trabajo si esta es en altura.
- Las conexiones se harán siempre sin tensión. La instalación eléctrica que se construye y los elementos para darle tensión han de permanecer bloqueados mientras dure el trabajo. Se quitarán los fusibles de la caja general de protección.
- Las herramientas manuales se revisarán periódicamente para evitar cortes o golpes en su uso.

C) Instalaciones personales y colectivas:

- Mono de trabajo.
- Casco aislado homologado.
- Herramientas manuales con aislamiento hasta 450V.
- La zona de trabajo estará siempre limpia, ordenada e iluminada.
- Las escaleras estarán provistas de tirantes para delimitar la obertura cuando sean de tijera.

6.3.8.- Instalaciones de fontanería.

A) Medidas de seguridad:

- Las máquinas portátiles que se utilicen tendrán doble aislamiento.
- Se revisarán las válvulas, manguitos y sifones para evitar las fugas.
- Se retirarán las botellas de gas de las proximidades de toda fuente de calor, protegiéndolas del sol.
- Se comprobará el estado general de las herramientas manuales para evitar golpes y cortes.

6.3.9.- Carpintería y cierres metálicos.

A) Riesgos más frecuentes:

- Golpes en la cabeza.
- Caídas de peso en los pies.
- Golpes en las manos y pinchazos.

B) Protecciones personales:

- Mono de trabajo.
- Casco de seguridad homologado.
- Cinturón de seguridad homologado en los trabajos con riesgo de caídas a diferente nivel.
- Guantes de cuero.
- Botas con puntera reforzada.

C) Protecciones colectivas:

- Uso de los medios auxiliares adecuados para la realización de los trabajos (escaleras y salidas).
- La zona de trabajo estará ordenada.
- Los materiales de carpintería se asegurarán convenientemente en los lugares donde tengan que ir hasta su fijación definitiva.

6.3.10.- Pinturas y barnices.

A) Riesgos más frecuentes:

- Salpicar los ojos de disolvente.
- Inhalaciones de disolventes.
- Incendio en caso de fuego.

B) Protecciones personales:

- Se usarán gafas para los trabajos de pintura de techos.
- Uso de mascarilla protectora en los trabajos de pintura.

7.- Información.

Todo el personal, desde el principio de la obra o cuando se incorpore, habrá recibido, de su empresa, la información de los riesgos y de las medidas que hará servir en la realización de su trabajo.

8.- Medicina preventiva y primeros auxilios.

Se dispondrá de un botiquín con el material necesario.

El botiquín se revisará mensualmente y se repondrá inmediatamente el material consumido.

Se tendrá que informar con un rótulo visible en la obra de la situación más cercana de los diversos centros médicos (servicios propios, mutuas patronales, mutualidades laborales, ambulatorios, hospitales, etc.) donde avisar o, si es el caso, llevar el posible accidentado para que reciba un tratamiento rápido y efectivo.

9.- Prevención de riesgos de daños a terceros.

Se señalizará, de acuerdo con la normativa vigente, el enlace de la zona de obras con la calle, y se adoptarán las medidas de seguridad que cada caso requiera.

Se señalizarán los accesos naturales a la obra, y se prohibirá el paso a toda persona ajena, colocando un cierre y las indicaciones necesarias.

Se tendrá en cuenta, principalmente:

- La circulación de la maquinaria cerca de la obra.
- La interferencia de trabajos y operaciones.
- La circulación de vehículos cerca de la obra.

10.- Plan de seguridad.

En el cumplimiento del artículo 7 del Real Decreto 1627/1997, de 24 de Octubre de 1997, cada contratista elaborará un plan de seguridad y salud y adaptará este estudio básico de seguridad y salud a sus medios y métodos de ejecución.

Cada plan de seguridad y salud tendrá que ser aprobado, antes del inicio de las obras, por el coordinador en materia de seguridad y salud en ejecución de obra.

Este plan de seguridad y salud se hará llegar a los interesados, según establece el Real Decreto 1627/1997, con la finalidad de que puedan presentar las sugerencias y las alternativas que les parezcan oportunas.

Cualquier modificación que introduzca el contratista en el plan de seguridad y salud, como resultado de las alteraciones e incidencias que puedan producirse en el transcurso de la ejecución de la obra o bien por variaciones en el proyecto de ejecución que ha servido de base para elaborar este estudio básico de seguridad y salud, requerirá la aprobación del coordinador.

11.- Libro de incidencias.

En la obra habrá un libro de incidencias, bajo el control del coordinador de seguridad en fase de ejecución, y a disposición de la dirección facultativa, la autoridad laboral o el representante de los trabajadores, los cuales pueden hacer las anotaciones que consideren oportunas con la finalidad de control de cumplimiento.

En caso de anotación, el coordinador enviará una copia de la anotación a la Inspección de Trabajo dentro del termino de 24 horas.

12.- Prescripciones generales de seguridad.

Todo el personal, incluyendo las visitas, la dirección facultativa, etc., usará casco de seguridad para circular por la obra.

En caso de algún accidente en que se necesite asistencia facultativa, aunque sea leve la asistencia médica y se reduzca a una primera cura, el responsable de seguridad del contratista realizará una investigación técnica de las causas de tipo humano y de las condiciones de trabajo que han posibilitado el accidente.

Además de los trámites establecidos oficialmente, la empresa pasará un informe a la dirección facultativa de la obra, donde se especificará:

- Nombre del accidentado; categoría profesional; empresa para la cual trabaja.
- Hora, día y lugar del accidente; descripción del accidente; causas de tipo personal.
- Causas de tipo técnico; medidas preventivas para evitar que se repita.
- Fechas límite de realización de medidas preventivas.

Este informe se pasará a la dirección facultativa y al coordinador de seguridad en fase de ejecución el día siguiente del accidente como muy tarde.

La dirección facultativa y el coordinador de seguridad podrán aprobar el informe o exigir la adopción de medidas complementarias no indicadas en el informe.

13.- Condiciones de los medios de protección.

Todos los equipos de protección individual (EPI) y sistemas de protección colectiva (SPC) tendrán fijado un periodo de vida útil.

Cuando, por circunstancias de trabajo, se produzca un deterioro más rápido de una determinada pieza o equipo, ésta se repondrá, independientemente de la duración prevista o de la fecha de entrega.

Aquellas piezas que por su uso hayan adquirido más juego o tolerancias de las admitidas por el fabricante, serán repuestas inmediatamente.

El uso de una pieza o de un equipo de protección nunca representará un riesgo por sí mismo.

14.- Equipos de Protección Individual (EPI).

Cada contratista llevará el control de la entrega de los equipos de protección individual (EPI) de la totalidad del personal que interviene en la obra. Todos serán homologados.

15.- Servicios de prevención.

A) Servicio técnico de seguridad y salud.

Todos los contratistas tienen asesoramiento técnico en seguridad y salud, propio o externo, de acuerdo con el Real Decreto 39/1997 sobre servicios de prevención.

B) Servicio médico.

Los contratistas de esta obra disponen de un servicio médico de empresa, propio o mancomunado.

Todo el personal de nuevo ingreso a la contrata, aunque sea eventual o autónomo, tendrá que pasar el reconocimiento médico prelaboral obligado. Son también obligadas las revisiones médicas anuales de los trabajadores ya contratados.

16.- Instalaciones de salubridad y confort.

Las instalaciones provisionales de obra se adaptarán, por lo que se refiere a los elementos, dimensiones y características, a lo que previenen en lo especificado en los artículos 44 de la Ordenanza general de Seguridad e higiene, y 335, 336 y 337 de la Ordenanza laboral de la construcción, vidrio y cerámica.

PUNTO APARTE.

Por último añadir un punto aparte respecto a la utilización del puente grúa. Éste irá provisto de un rotor ambar de señalización y una señal de bip continuo cuando se accione el dispositivo para su utilización. Nadie podrá estar debajo de la carga trasladada cuando se esté utilizando.